

DE L'INSTITUT TECHNIQUE DU BATIMENT ET DES TRAVAUX PUBLICS

28, boulevard Raspail, Paris-VII^e

SOMMAIRE

SERVICE

99. G. COLONNETTI, **Les phénomènes de coaction élasto-plastique et l'adaptation à la résistance des matériaux.**
(Théories et Méthodes de calcul, n° 6) A
100. A. VOELLMY, **Voûtes en berceau. Essais et méthodes de calcul.**
(Théories et Méthodes de calcul, n° 7) A
101. R. CHAMBAUD, **Théorie élasto-plastique de la flexion dans les poutres en béton armé. Mémoire complémentaire.**
(Béton. Béton armé, n° 10) A
102. **Combles.**
(Manuel de la Construction métallique, n° 4 a) A C
103. DOCUMENTATION TECHNIQUE, n° 29
(Documentation réunie en août 1949) A C

CENTRE D'ÉTUDES SUPÉRIEURE
ET DE DOCUMENTATION TECHNIQUE
28, BOULEVARD RASPAIL, PARIS (VII^e)

LABORATOIRES DU BATIMENT
ET DES TRAVAUX PUBLICS
12, RUE BRANCION, PARIS (XV^e)

BUREAU SECURITAS
9, AVENUE VICTORIA, PARIS (IV^e)

CENTRE D'INFORMATION ET DE
DOCUMENTATION DU BATIMENT
100, RUE DU CHERCHE-MIDI, PARIS (V^e)

ANNALES DE L'INSTITUT TECHNIQUE DU BATIMENT ET DES TRAVAUX PUBLICS

ANNÉE 1949

Le Service des Annales de l'Institut Technique du Bâtiment et des Travaux Publics est réservé à ses adhérents (conditions d'adhésion sur demande).

Le Service complet A comprend les fascicules de toutes les séries des Annales.

Le Service réduit C comprend les séries de fascicules ayant trait :

- aux questions d'architecture, d'équipement technique (électricité, chauffage et ventilation, froid, acoustique, plomberie), d'aménagement intérieur, de matériaux, de pierres et minéraux, de géologie, de sol et fondations, de maçonnerie, de charpente bois, de couverture et étanchéité, d'hygiène et sécurité, de documentation technique;

- aux questions économiques;

- aux questions générales.

Le Service « Documentation Technique » D comporte pour l'année dix fascicules, qui donnent la référence et l'analyse de plus de 3 500 articles de documentation français et étrangers et contiennent, en outre, des bibliographies d'ouvrages, une

sélection des brevets intéressant la construction et renseignent sur l'évolution de la normalisation. La reproduction des documents signalés peut être fournie par le service de documentation de l'Institut Technique, ainsi que toute traduction et bibliographie sur un sujet déterminé.

La répartition de séries est la suivante :

ARCHITECTURE ET URBANISME. — TECHNIQUE GÉNÉRALE DE LA CONSTRUCTION. — THÉORIES ET MÉTHODES DE CALCUL. — ESSAIS ET MESURES.

SOLS ET FONDATIONS. — GROS ŒUVRE. — CONSTRUCTION MÉTALLIQUE. — TRAVAUX PUBLICS.

MATÉRIAUX. — LIANTS HYDRAULIQUES. — BÉTON. BÉTON ARMÉ. — BÉTON PRÉCONTRAINT.

ÉQUIPEMENT TECHNIQUE. — AMÉNAGEMENT INTÉRIEUR. — MATÉRIEL DE CHANTIER. — QUESTIONS GÉNÉRALES. — DOCUMENTATION TECHNIQUE.

MANUEL DU BÉTON ARMÉ. — MANUEL DE LA CHARPENTE EN BOIS. — MANUEL DE LA CONSTRUCTION MÉTALLIQUE.

LES ANNALES DE L'INSTITUT TECHNIQUE DU BATIMENT ET DES TRAVAUX PUBLICS ont publié, en 1948, 56 fascicules comportant au total 1 400 pages in-4° carré illustrées de 1 160 figures. En 1949, elles publieront un ensemble équivalent, comprenant notamment les conférences de la session, des études techniques inédites, visites de chantiers, fascicules de documentation, etc...

ERRATUM

La feuille d'errata et addenda au fascicule n° 70 de mars-avril 1949 (Calcul des systèmes continus, par M. VALLETTE), et insérée dans le numéro d'octobre 1949, contient une erreur.

Dans la formule (3'') des addenda le facteur R_3 aurait dû être écrit devant la barre de fraction et la formule se lire :

$$M_3 = R_3 \frac{2r(\mu_2 + 2\mu_3) + \mu_3 R_2}{R_3(R_2 + 4r)}$$

ENTREPRENEURS,

**Subventionnez l'INSTITUT TECHNIQUE DU BATIMENT ET DES TRAVAUX PUBLICS
sans charge nouvelle.**

En attribuant à l'Institut Technique du Bâtiment et des Travaux Publics la part de taxe d'apprentissage que la loi permet d'affecter à la formation des Cadres supérieurs, vous pouvez sans charge nouvelle aider notre Association qui, par ses conférences, ses publications, sa documentation, ses travaux de recherches, ses commissions des grands problèmes, joue un rôle important dans la conduite de vos Entreprises.

Par vos versements, vous concurrez à son activité, animerez et faciliterez ses travaux; vous serez certains, par conséquent, que ce prélèvement restera au service de vos Professions.

L'Institut Technique du Bâtiment et des Travaux Publics est autorisé à recueillir de 5 à 60 % de la taxe d'apprentissage suivant la catégorie professionnelle à laquelle appartient l'Entreprise assujettie.

Répondez à notre appel en adressant avant le 31 décembre 1949, à l'Institut Technique du Bâtiment et des Travaux Publics, 28, boulevard Raspail, Paris-VII^e, C. C. P. Paris 1834-66, la subvention dont vous pouvez disposer pour la formation des Cadres supérieurs; nous vous remettrons quittance de votre versement, qui vous permettra d'obtenir l'exonération correspondante.

ANNALES DE L'INSTITUT TECHNIQUE DU BATIMENT ET DES TRAVAUX PUBLICS

28, BOULEVARD RASPAIL, PARIS-VII^e

Novembre 1949

N° 99

Nouvelle série.

THÉORIES ET MÉTHODES DE CALCUL, N° 6

CENTRE D'ÉTUDES SUPÉRIEURES

EXPOSÉ DU 3 MAI 1949

LES PHÉNOMÈNES DE COACTION ÉLASTO-PLASTIQUE ET L'ADAPTATION A LA RÉSISTANCE DES MATÉRIAUX

Par **M. le Professeur G. COLONNETTI,**

Président du Consiglio Nazionale delle Ricerche à Rome.

RÉSUMÉ

Le problème des déformations plastiques des matériaux est envisagé ici dans un but bien défini : celui d'analyser les influences que le dépassement de la limite élastique a sur l'état d'équilibre et sur la répartition des efforts qui le caractérise. On arrive ainsi à établir un théorème absolument général dont les applications dépassent les limites du problème et s'étendent au domaine des états d'équilibre déterminés par tout genre de déformations non élastiques, en particulier à ceux qui sont déterminés par des précontraintes.

SUMMARY

The problem of the plastic deformation of materials is dealt with here with a very definite aim, namely, that of analyzing the effect when the elastic limit is exceeded while in a state of equilibrium and the effect on the distribution of stresses. One succeeds thus in establishing a general theorem which can also be applied more widely in the sphere of states of equilibrium determined by all kinds of non-elastic deformation, particularly those determined by prestressing.

Les thèses et la méthode d'exposition adoptées par les conférenciers et les personnes qui prennent part aux discussions peuvent parfois heurter certains points de vue habituellement admis. Mais il doit être compris que ces thèses et discussions, à l'égard desquelles l'Institut Technique ne saurait prendre parti, ne visent en rien les personnes ni le principe des Institutions.

ALLOCUTION DE M. L'HERMITE

Directeur des Laboratoires du Bâtiment et des Travaux Publics

MESSIEURS,

Il m'est très agréable d'avoir à vous présenter M. le Professeur COLONNETTI que je connais depuis bien des années.

Je pense que vous connaissez ses publications scientifiques extrêmement importantes et que vous saviez que M. COLONNETTI est un constructeur distingué. Il a eu le mérite de mettre en ordre l'ensemble des connaissances sur les phénomènes d'adaptation élasto-plastique, dont on parle bien trop souvent sans savoir exactement ce que cela veut dire.

M. COLONNETTI est de la lignée des grands constructeurs, des grands calculateurs italiens du début de ce siècle; il a continué la tradition des études sur la plasticité et sur l'élasticité qui se poursuivent en Italie depuis de nombreuses années.

M. COLONNETTI est en outre le Président du Conseil de la Recherche Scientifique Italienne, et je dois ajouter qu'il a été un grand résistant pendant la guerre. C'est aussi un grand ami de la France et, lorsqu'au nom de l'Institut Technique je lui ai demandé d'exposer ses idées dans une conférence, il a accepté immédiatement avec, je crois, beaucoup de plaisir et je l'en remercie. Nous aurons aussi beaucoup de plaisir à l'entendre.

Les ingénieurs, dans le souci de fonder leurs calculs sur une théorie à la fois simple et rigoureuse, n'hésitent pas à admettre que les matériaux qu'ils emploient dans leurs constructions sont parfaitement élastiques, c'est-à-dire que les déformations qu'ils présentent sous l'action des forces extérieures disparaissent dès que ces forces cessent d'agir.

Mais les ingénieurs savent bien que cela ne se réalise, et encore d'une manière fort approximative, que si les efforts se maintiennent partout au-dessous d'une certaine limite, qu'ils appellent *limite d'élasticité*, et si la durée de leur action est assez courte.

Dans la pratique, le dépassement de la limite d'élasticité se vérifie bien plus fréquemment qu'on ne le suppose, et cela même dans les constructions les plus rigoureusement et les plus prudemment calculées. Quant à la durée d'action des efforts, elle est en pratique très variable : on passe du cas des sollicitations presque instantanées au cas des sollicitations qui durent autant que la construction elle-même.

Or, le dépassement de la limite d'élasticité, aussi bien que la prolongation de la durée d'action des efforts, déterminent l'apparition de *déformations non élastiques*, c'est-à-dire qui ne disparaissent pas en même temps que les forces extérieures.

Il en découle deux conséquences très importantes : en premier lieu, l'impossibilité de continuer à admettre l'existence de cette biunivocité de la correspondance entre les efforts et les déformations qui est fondamentale dans la théorie de l'élasticité ; en second lieu, la création d'états de contrainte, ou « états de coaction » qui, se superposant aux nouveaux états d'équilibre du système, donneront naissance à des distributions de tensions intérieures complètement différentes de celles que la théorie de l'élasticité permettait de prévoir.

Évidemment on ne peut pas placer tous ces phénomènes dans le cadre d'une théorie mathématique, sans introduire des hypothèses sur la nature des déformations et sur leurs relations avec les efforts qui les accompagnent. C'est ce que nous allons faire, en essayant de préciser leur signification physique, et de mettre en évidence jusqu'à quel point elles se prêtent à l'interprétation des faits tels que l'expérience nous les révèle.

* *

On dit qu'un corps solide est parfaitement élastique s'il existe une correspondance biunivoque entre les efforts et les déformations. Cela arrive dans la plupart des matériaux de construction, tant que les efforts sont suffisamment petits et la durée de leur action suffisamment courte.

Mais si les efforts deviennent plus grands — la durée de leur action restant très courte — le phénomène cesse d'être réversible ; une partie des déformations continuera à subsister lors même que les forces extérieures auront disparu ; nous les appellerons *déformations plastiques*.

Bien entendu, nous n'avons aucune intention d'affirmer qu'il existe en réalité, pour chaque corps, une limite bien définie au-dessous de laquelle le solide se comporte d'une manière parfaitement élastique. Nous voulons dire seulement qu'on peut toujours, dans les applications, fixer une limite au-dessous de laquelle le phénomène peut être pratiquement considéré comme réversible en ce sens que les éventuelles déformations plastiques sont négligeables par rapport aux déformations élastiques ; tandis que, si cette limite est dépassée, le phénomène devient décidément irréversible.

Cette limite a, en général, une valeur purement conventionnelle ; en effet, au fur et à mesure que la précision des observations augmente, la limite à partir de laquelle ces phénomènes peuvent être observés, décroît.

Toutefois, il y a des matériaux — tels que le fer, l'acier doux, les bronzes, etc. — pour lesquels la limite entre le domaine élastique, caractérisé par une absence presque absolue de déformations permanentes, et le domaine plastique, où presque toute la déformation est permanente, est assez nettement définie.

Dans ces matériaux les déformations permanentes, bien qu'existant aussi pour des efforts très petits, restent négligeables par rapport aux déformations élastiques tant que l'effort n'atteint pas une valeur bien déterminée. Mais dès qu'il l'a atteinte, les lois du phénomène changent tout à coup, et on peut dire que toute déformation ultérieure est sensiblement permanente.

Il se produit en effet, *sous charge constante*, des déformations plastiques qui peuvent croître à tel point que, par rapport à elles, les déformations élastiques que le corps a éprouvées jusqu'à cet instant deviennent négligeables.

Cette limite, qui n'est donc plus de nature purement conventionnelle, mais physiquement bien définie, est plus précisément connue sous le nom de *limite d'écoulement*.

Or, c'est précisément ce cas, en apparence si particulier, que nous choisirons comme point de départ d'une théorie mathématique de l'équilibre élasto-plastique, c'est-à-dire d'une théorie mathématique de l'équilibre de tout corps naturel dans lequel la limite d'élasticité a été atteinte, et où des déformations plastiques ont fait leur apparition.

Nous supposerons donc, en premier lieu, que la correspondance biunivoque entre efforts et déformations soit valable, pour chaque élément du corps, tant que l'effort

s'y maintient inférieur à la limite d'élasticité du matériau; en second lieu que, dès que cette limite aura été atteinte, l'élément passe de l'état élastique à l'état plastique, et que ses déformations peuvent croître indéfiniment sous un effort constant.

Nous admettrons d'ailleurs que ces déformations plastiques se superposent aux déformations élastiques, sans en altérer les caractéristiques et en particulier sans leur ôter la propriété de s'annuler quand disparaissent les forces extérieures qui les ont produites.

On peut constater que ces hypothèses, apparemment si restrictives, sont en réalité susceptibles de très amples développements; qu'elles peuvent même expliquer les cas dans lesquels la transition du domaine élastique au domaine plastique se fait d'une manière continue, c'est-à-dire sans limite d'élasticité physiquement bien définie; et finalement qu'elles peuvent conduire à une interprétation très élégante et suggestive de tous ces phénomènes, réunis sous le nom d'*écrouissage*, et que toute déformation plastique entraîne dans les matériaux qu'elle affecte.

* *

Pour cela, nous précisons tout d'abord la nature et les caractéristiques fondamentales de ces phénomènes en nous reportant à un cas très particulier, mais simple et expérimentalement bien connu : celui d'une barre métallique, cylindrique ou prismatique, soumise à une traction selon son axe.

Tout le monde sait que l'on constate avoir atteint la limite d'écoulement d'un matériau ainsi sollicité, par l'apparition de glissements nettement localisés suivant des plans dont l'inclinaison sur la direction de l'effort est définie, dans chaque cas particulier, par des relations bien déterminées entre la composante normale et la composante tangentielle de la tension intérieure.

Un simple défaut d'homogénéité du matériau suffit pour provoquer la localisation de ces glissements. Aux endroits où la localisation a lieu, ces glissements tendent à produire une contraction de la section résistante et à déterminer un nouvel état de la matière caractérisé par une élévation de la résistance unitaire.

Or, l'effet favorable de ce deuxième facteur prévaut, au moins au début, sur l'effet défavorable du premier; il s'ensuit que le glissement s'arrête bientôt dans cette section pour naître aussitôt après dans une autre, puis dans une troisième, et ainsi de suite.

Ce processus de propagation dans toute la masse devient visible si l'on a soin de polir au préalable la surface latérale de l'éprouvette jusqu'à la rendre spéculaire. Dans ces conditions, en effet, le plus faible glissement est aussitôt mis en évidence par l'apparition sur la surface polie de raies obliques très fines que l'on voit naître soudain par endroits. Ces raies se multiplient, s'étendent, s'enchevêtrent en une espèce de voile opaque qui prend vite de l'extension, et finit bientôt par recouvrir uniformément la surface toute entière.

On est alors conduit à envisager un nouvel état du matériau dans lequel l'homogénéité primitive, que les glissements localisés avaient évidemment altérée, est dans un certain sens rétablie.

La caractéristique la plus remarquable et la plus apparente de ce nouvel état consiste en un accroissement de la limite d'élasticité du matériau, c'est-à-dire de la limite des efforts que l'éprouvette peut supporter sans qu'y prennent naissance de nouvelles déformations plastiques.

On peut même affirmer que c'est justement à cet accroissement artificiel de la limite d'élasticité que l'on fait allusion quand on parle d'*écrouissage* du matériau.

Ceci posé, au point de vue expérimental, considérons d'abord le problème d'un point de vue exclusivement théorique en supposant le matériau parfaitement homogène et en admettant, par conséquent, qu'en régime élastique les tensions intérieures soient partout uniformément distribuées.

Puisque dans cette hypothèse la limite d'élasticité sera atteinte au même instant en tous les points du corps, on est naturellement conduit à penser que les déformations plastiques auront également une distribution uniforme.

Cette répartition, certainement congruente ⁽¹⁾, ne pourra donner lieu à aucun état de coaction; en se superposant purement et simplement à la déformation élastique, elle laissera sans changement aussi bien l'état de tension que la valeur de l'énergie potentielle que cette déformation a déterminés.

⁽¹⁾ Le présent Mémoire utilise fréquemment la notion de « déformation congruente ». Cette notion essentielle étant d'usage peu courant en France, du moins sous cette forme, nous avons prié M. le professeur COLONNETTI de bien vouloir nous indiquer le sens précis qu'il convient de lui attribuer.

Nous pensons ne pas trahir sa pensée, en interprétant pour nos lecteurs, dans les termes ci-dessous, la réponse qui nous a été donnée verbalement.

Une déformation de corps continu, supposée très petite mais à part cela quelconque, est définie pour chaque petit élément de volume du solide par ses composantes locales, à savoir les trois dilatations et les trois distorsions. Ce sont les composantes du tenseur symétrique de déformation. En général, cette déformation sera variable d'un point à un autre du solide, c'est-à-dire que les six composantes seront des fonctions des coordonnées du point considéré. Mais ces fonctions ne sont pas quelconques : un ensemble de déformations élémentaires fixées à l'avance suivant une loi arbitraire variable d'un point à un autre ne constitue pas forcément une déformation de corps solide. Il y a pour cela des conditions géométriques auxquelles doit satisfaire le champ de tenseurs ainsi donné a priori. Il est facile de voir que les conditions nécessaires et suffisantes sont que la juxtaposition des éléments de volume ainsi déformés puisse se faire dans toute l'étendue du solide donné, sans discontinuité ni superposition. Ce sont en somme des conditions de continuité. Elles pourront d'ailleurs dépendre des éventuelles liaisons auxquelles le corps est soumis et du degré de connexité de son volume (par exemple, elles ne seront pas les mêmes pour une poutre libre et pour une poutre encastrée; pour une pièce prismatique et pour un anneau).

Lorsque ces conditions sont réalisées pour une certaine distribution de déformations élémentaires, on dit que cette distribution constitue un système congruent de déformations. Un tel système peut exister seul, avec ou sans forces extérieures appliquées.

Il est évident que les déformations totales forment toujours un système congruent, mais les déformations élastiques et les déformations plastiques en lesquelles elles se décomposent peuvent ne pas être séparément congruentes. Si elles le sont séparément, en supprimant les forces extérieures, les déformations élastiques disparaissent et il reste les déformations plastiques. Mais en cas contraire, la suppression des forces extérieures ne peut laisser subsister seul le système des déformations plastiques : il s'y ajoute du fait des nécessités de continuité, un système supplémentaire de déformations qui entraîne dans le solide l'existence d'une certaine répartition de contraintes que M. COLONNETTI appelle l'état de coaction, et dont il y a lieu de tenir compte lorsque le solide est appelé à parcourir un nouveau cycle de contraintes et déformations.

N. D. L. R.

Ceci revient à dire que le travail mécanique dépensé pour produire une telle déformation plastique devrait s'être dispersé intégralement pour vaincre les frottements intérieurs et produire de l'énergie calorifique.

Dans ces conditions, imaginons qu'on supprime la sollicitation extérieure. Ce qui précède explique bien que l'éprouvette puisse présenter une déformation permanente, dans le sens strictement géométrique d'une variation permanente de forme et de dimensions, mais ne justifie en aucune façon le fait expérimental d'une variation de la limite d'élasticité.

En réalité, l'homogénéité structurale du matériau, aussi bien que l'uniformité de la déformation plastique ne sont qu'apparentes.

On conçoit alors aussitôt que — la déformation plastique n'étant plus, en général, congruente — doit prendre naissance un état de coaction qui donnera lieu à un système de tensions intérieures en équilibre pour des forces extérieures toutes nulles, qui se superposera en l'altérant, à l'état de tension déterminé en régime élastique, et qui subsistera même quand celui-ci aura disparu.

Naturellement, pour qu'il en soit ainsi, il faut qu'au moins une partie du travail mécanique dépensé pour produire la déformation plastique ne soit pas perdue, mais se transforme en énergie potentielle. Cette énergie s'ajoutera à l'énergie potentielle élastique préexistante, mais ne sera pas, elle, restituée sous forme de travail quand cessera la sollicitation extérieure. De là le nom que nous lui donnons d'« énergie de coaction ».

Toutefois le seul fait que, quand cesse la sollicitation, cette énergie de coaction subsiste en plus de la déformation permanente, suffit à nous faire penser que quelque chose, en plus de la forme et des dimensions géométriques, soit changé, et que cela puisse servir à justifier les phénomènes dont nous nous occupons.

Pour rendre compte de cette possibilité, nous nous servons d'un exemple très simple, très significatif, que nous tirerons de la technique du béton armé.

Considérons en effet une poutre en béton armé soumise à un simple effort de traction selon son axe.

On sait que, tant que la sollicitation est très petite, et que le matériau se comporte partout comme parfaitement élastique, le principe de la conservation des sections planes exige que les tensions intérieures se distribuent sur les divers éléments de chaque section droite de la poutre dans le rapport des modules d'élasticité de chacun d'eux.

Mais dès que l'on atteint la limite d'élasticité du béton, celui-ci passe du régime élastique au régime plastique. Le même principe, qui continue d'ailleurs d'être applicable, exige alors que les déformations se produisent dans le béton — indépendamment de tout accroissement ultérieur des tensions — dans la mesure nécessaire pour que l'armature métallique, en se déformant élastiquement, prenne sur elle l'augmentation ultérieure de la sollicitation.

Le diagramme « forces-déformations » prend par conséquent l'allure d'une ligne brisée dont le premier côté partant de l'origine des axes correspond au régime élastique, le deuxième au régime élasto-plastique. Un troi-

sième côté, parallèle à l'axe des déformations, devrait ensuite représenter la phase finale où toute la section résistante se comporte de manière plastique.

Supposons maintenant que la sollicitation extérieure s'annule.

Les déformations élastiques tendront naturellement à s'annuler, mais il n'en sera pas de même des déformations plastiques. La présence de celles-ci suffira même à empêcher que les premières disparaissent complètement.

Ainsi naîtra un état de coaction dans lequel l'armature métallique sera maintenue dans un état de tension par la masse du béton qui l'entoure et qui s'est déformée de manière plastique; tandis que le béton, par réaction, se trouvera comprimé.

Or, c'est précisément de cet état de coaction que l'on part lorsque l'on rétablit l'action des forces extérieures. Celles-ci devront d'abord annuler les compressions existant dans le béton, avant de pouvoir y rétablir le primitif état de tension.

Il s'ensuit que, pour que le béton atteigne à nouveau sa limite d'élasticité à la traction, et pour que puissent naître de nouvelles déformations plastiques, il faudra que les forces extérieures prennent des valeurs plus grandes que celles qu'il avait fallu appliquer la première fois.

Si donc l'expérimentateur ignore l'existence de l'état de coaction, et en tout cas s'il n'en tient pas compte, il sera naturellement conduit à penser à une élévation de la limite d'élasticité à la traction du béton; élévation qui n'est évidemment qu'apparente : en réalité, ce n'est pas la limite d'élasticité du béton qui s'est accrue, c'est l'état dont on part qui n'est plus le même.

Ce résultat n'est d'ailleurs en aucune façon lié au type de structure que nous avons momentanément pris comme exemple. Il suffit, pour s'en convaincre, de revenir au problème fondamental dont nous sommes partis, et considérer le cas général d'une structure quelconque dans laquelle coexistent des éléments hétérogènes, doués de limites d'élasticité différentes, s'échelonnant d'après une valeur minimum jusqu'à une valeur maximum, et que nous supposons répartis dans la structure d'une manière uniforme.

On peut alors prévoir d'une façon absolument générale que la ligne brisée dont nous avons parlé sera remplacée par une polygonale, et à la limite, par une courbe raccordant le premier côté, correspondant au régime élastique, au troisième, représentant la phase finale à régime plastique.

En effet, au fur et à mesure qu'un élément atteint sa limite d'élasticité, il cesse de contribuer à l'augmentation de la résistance de l'ensemble, et il se contente d'accompagner en se déformant plastiquement les déformations élastiques des éléments contigus dont la limite d'élasticité est plus élevée. Ceux-ci prennent sur eux tous les accroissements des tensions intérieures qui sont nécessaires pour équilibrer les accroissements ultérieurs de la sollicitation.

Sous une autre forme, on peut dire que les tensions intérieures émigrent, dès que la nécessité s'en présente, des éléments qui ont atteint la limite de leur possibilité de

résistance à ceux qui possèdent encore une marge plus ou moins grande de résistance.

Si, par la suite, la sollicitation extérieure s'annule, les déformations plastiques s'opposent au retour pur et simple à la configuration initiale non déformée. Il naît ainsi un état de coaction tel que, dans les éléments qui, par suite de leur plus grande capacité de réaction ont absorbé une plus grande partie de la charge, l'état de tension ne s'annule pas complètement, mais subsiste en partie.

En revanche, dans les éléments qui, ayant atteint la limite d'élasticité, se sont déformés plastiquement, des états de tension de signe opposé tendent, par réaction, à se manifester.

Il s'ensuit que, quand on rétablit la sollicitation extérieure, ces derniers éléments se trouvent dans des conditions plus favorables, puisqu'une fraction plus ou moins grande de la sollicitation devra s'employer pour y annuler les tensions propres à l'état de coaction avant que puissent y réapparaître des tensions du signe que comporte la sollicitation extérieure.

La limite d'élasticité, même pour ces éléments dont la capacité de résistance est plus faible, ne sera donc atteinte que pour une valeur de la sollicitation extérieure plus grande que celle qu'on avait dû atteindre pour déterminer le même effet la première fois. D'où l'apparence d'une élévation de la limite d'élasticité du matériau.

Si, par contre, après avoir déterminé l'écroutissement d'une éprouvette en la soumettant à l'action d'une sollicitation extérieure bien déterminée, on applique à la même éprouvette une sollicitation de signe contraire, les tensions intérieures déterminées par cette sollicitation viendront s'ajouter — et non pas se soustraire — à celles que l'état de coaction a engendrées dans le matériau déformé plastiquement.

Les conditions de résistance par rapport à cette nouvelle sollicitation devront donc être amoindries, et la limite d'élasticité devra paraître diminuée.

Or l'expérience confirme ces faits.

Il y a donc de bonnes raisons pour croire que notre interprétation du phénomène d'écroutissement est plausible. En tout cas, il est hors de doute que la schématisation du phénomène que nous avons proposée comme point de départ d'une théorie mathématique de l'équilibre élastoplastique, se prête à une représentation assez satisfaisante des résultats de l'expérience.

* *

Les choses marchent bien différemment dans le cas où les efforts — tout en étant assez petits pour que la limite élastique ne soit pas atteinte en aucun point — ont une durée d'action assez prolongée pour produire des effets irréversibles, c'est-à-dire pour donner naissance avec le temps à des déformations qui ne disparaissent pas immédiatement lorsque les forces qui les ont déterminées cessent d'agir.

Le phénomène est connu depuis longtemps sous le nom d'*élasticité retardée* et consiste dans la superposition à la déformation élastique due à l'application des forces exté-

rieures, d'une autre déformation croissant progressivement avec le temps sous l'action prolongée des mêmes forces; cette déformation ne disparaît pas comme la première dès que les forces extérieures cessent d'agir, mais elle peut disparaître plus tard (en tout cas très lentement) si le corps reste libre de revenir à sa configuration initiale non déformée.

La théorie mathématique d'un tel phénomène n'est pas exempte de difficultés car les déformations qu'elle étudie sont des fonctions non seulement des forces qui agissent sur le corps, mais aussi de celles qui ont agi précédemment et du temps pendant lequel elles ont agi.

Ici je voudrais me limiter à la considération d'un cas très particulier, mais très important au point de vue des applications : au cas des déformations très petites — pour fixer les idées : de l'ordre de grandeur des déformations élastiques — et je supposerai que, à chaque instant, ces déformations se maintiennent proportionnelles aux forces qui les ont déterminées.

Dans ces cas, si le corps est homogène, et par conséquent le coefficient de proportionnalité — auquel on donne habituellement le nom de *coefficient de fluage* — le même dans tous les points du corps, si de plus celui-ci n'est sujet à aucun état de coaction initial, les déformations retardées constituent, comme les déformations élastiques, un système congruent, c'est-à-dire un système qui peut bien subsister tout seul, et qui continuera donc à subsister même lorsque, les forces extérieures cessant d'agir, disparaîtra la déformation élastique : les déformations retardées ne donnent donc naissance à aucun état de coaction.

Seulement si le corps est déjà initialement en état de coaction, les déformations retardées peuvent constituer, comme les déformations élastiques, un système non congruent, et donner naissance à un nouvel état de coaction.

On peut démontrer, d'une manière absolument générale, que, dans un corps homogène, les déformations retardées se manifestent, dans l'ordre géométrique, sous la forme d'une augmentation proportionnelle des déformations élastiques dues aux forces extérieures; dans l'ordre statique, sous la forme d'une atténuation, proportionnelle elle aussi, des tensions existantes dans l'état de coaction initial.

Mais il suffit d'introduire l'hypothèse d'un manque d'homogénéité du genre de celui qui nous a si bien servi dans le cas des déformations plastiques, pour que les choses changent tout à coup, et la théorie nous offre l'explication immédiate de cette tendance des déformations retardées à s'annuler avec le temps si les forces extérieures ont cessé d'agir; tendance qui nous est révélée par l'expérience.

Nous admettons donc que dans le corps coexistent des éléments hétérogènes caractérisés par des coefficients de fluage différents, répartis dans la masse d'une manière uniforme. On peut alors immédiatement prévoir que les éléments caractérisés par des coefficients de fluage plus élevés, sous l'action prolongée des efforts, se déformeront plus rapidement que les autres, dont les coefficients de fluage sont moindres (ou nuls). Ceux-ci, entraînés par les premiers, subiront en conséquence des déformations élastiques supplémentaires.

Il s'ensuit que, lorsque les forces extérieures cesseront d'agir, ces déformations élastiques supplémentaires tendront, comme toute déformation élastique, à disparaître, mais elles en seront partiellement empêchées par les déformations non élastiques des éléments contigus; d'où la naissance d'un état de coaction dans lequel les efforts exercés par les éléments qui n'ont pas subi des déformations retardées (ou bien qui en ont subi de très petites) détermineront dans les éléments qui ont subi des déformations retardées plus considérables une nouvelle série de déformations retardées de signe contraire qui tendent à ramener le corps vers sa configuration initiale non déformée.

Au bout d'un temps plus ou moins long (théoriquement infini) ce retour sera effectif et complet, jusqu'à une totale élimination de toute déformation permanente, si, au cours du phénomène, aucun changement ne vient à se produire dans les propriétés physiques du corps; en particulier dans la valeur du coefficient de fluage.

Si, au contraire, cette valeur change — et on dit alors que le matériau vieillit — le retour sera seulement partiel, et on aboutira à une configuration nouvelle, plus ou moins différente de la configuration initiale.

*
*
*

Cet enchevêtrement de faits, apparemment si compliqués et si différents l'un de l'autre, obéit toutefois à des lois générales qui sont relativement simples; dont l'une, particulièrement précieuse dans le domaine des applications techniques, exprime toutes les conditions qui sont nécessaires pour la coexistence, à chaque instant et pour chaque état d'équilibre, des déformations élastiques et des déformations qui ne sont pas élastiques, quelle que soit leur origine, quelle que soit leur nature physique.

Voilà de quelle manière on peut rapidement arriver à l'établir.

Nous désignerons les composantes de ces deux déformations respectivement par :

$$\begin{array}{cccccc} \epsilon_x & \epsilon_y & \epsilon_z & \gamma_{yz} & \gamma_{zx} & \gamma_{xy} \\ \text{et par :} & \overline{\epsilon}_x & \overline{\epsilon}_y & \overline{\epsilon}_z & \overline{\gamma}_{yz} & \overline{\gamma}_{zx} & \overline{\gamma}_{xy}. \end{array}$$

Et nous supposons que ces déformations soient toutes deux continues, uniformes et très petites, de sorte que l'on puisse toujours écrire les composantes de la déformation totale sous la forme :

$$\epsilon_x + \overline{\epsilon}_x \quad \epsilon_y + \overline{\epsilon}_y \quad \dots \quad \gamma_{xy} + \overline{\gamma}_{xy}.$$

Bien entendu, la déformation totale est congruente. Mais il n'est pas dit que les deux déformations composantes soient séparément congruentes. Nous admettrons même explicitement que chacune de ces déformations composantes, considérée à part, puisse ne pas être congruente.

Tout cela posé, tâchons d'exprimer analytiquement que l'une des deux déformations composantes est élastique.

Cela peut se faire de deux façons, suivant que l'on regarde la déformation comme un état d'équilibre, ou bien que l'on considère sa manière de se produire ou de s'annuler.

Dans le premier cas, on est conduit à admettre qu'un élément quelconque de volume du corps est maintenu dans son état déformé par les actions qu'exercent sur lui les éléments voisins. A l'idée de déformation on est ainsi amené à faire correspondre celle d'un état de tension que nous caractériserons comme d'habitude par six paramètres ou composantes spéciales de tension :

$$\sigma_x \quad \sigma_y \quad \sigma_z \quad \tau_{yz} \quad \tau_{zx} \quad \tau_{xy}.$$

Si, au contraire, nous nous plaçons du second point de vue, c'est-à-dire si nous prenons en considération la tendance de la déformation à s'annuler quand s'annulent les forces qui l'ont produite, nous sommes conduits à admettre l'existence d'une *énergie potentielle élastique* en laquelle se serait transformé le travail mécanique dépensé pour porter le corps à l'état actuel de déformation; cette énergie étant susceptible de se transformer à nouveau en travail mécanique lorsque, pour une raison quelconque, la déformation s'annule.

A propos de cette énergie potentielle élastique on admet qu'elle est la somme des énergies potentielles des différents éléments de volume qui constituent le corps, chacun pris isolément; ainsi chacune de ces énergies élémentaires est complètement définie quand on connaît l'état de l'élément auquel elle se rapporte; il n'est pas besoin, pour la caractériser, de faire intervenir l'état des autres éléments, pas plus que leur position par rapport à celui que l'on considère. Ce qui s'exprime en écrivant l'énergie du corps sous la forme

$$\Phi = \int_v \varphi dV,$$

où φ énergie potentielle élastique élémentaire unitaire (c'est-à-dire rapportée à l'unité de volume) est par définition une fonction des six composantes de la déformation.

On démontre alors qu'à des infiniment petits d'ordre supérieur près, l'énergie potentielle élastique élémentaire est une fonction quadratique, homogène, essentiellement positive, dont les dérivées partielles du premier ordre, par rapport aux six composantes de la déformation, sont respectivement égales aux six composantes spéciales de tension.

L'hypothèse dont nous sommes partis équivaut donc à la suivante; les six composantes spéciales de tension sont des fonctions linéaires et homogènes des six composantes de la déformation, et inversement.

Il s'ensuit que l'énergie potentielle élastique élémentaire peut aussi être considérée comme une forme quadratique, homogène, essentiellement positive des six composantes spéciales de tension. Ses dérivées partielles du premier ordre par rapport à ces nouvelles variables seront respectivement égales aux six composantes de la déformation.

Passons maintenant à l'étude de l'autre partie de la déformation : de celle qui n'est pas élastique, c'est-à-dire qui ne s'annule pas en même temps que les forces extérieures. C'est dire que le travail dépensé pour la produire ne pourra plus être immédiatement récupéré.

Pour comprendre alors comment les choses se passent, il faut distinguer le cas de l'élément de volume, pris isolément, de celui du corps pris tout entier et considéré comme l'ensemble des éléments qui le composent.

En effet, tant qu'on se borne à considérer l'élément isolé, le fait que le travail mécanique dépensé pour produire une déformation ne peut plus être récupéré, s'exprime naturellement et d'une manière fort simple en admettant que ce travail se disperse dans des transformations irréversibles. Ce qui revient à exclure toute production d'énergie potentielle.

La même idée peut d'ailleurs s'exprimer également en affirmant que la déformation, une fois produite, n'a plus besoin, pour subsister, d'actions extérieures qui maintiennent l'élément dans son état déformé. Par conséquent, la déformation n'implique pas l'intervention d'un état de tension.

Mais ce qui a été dit pour l'élément ne peut se répéter pour le corps pris dans son ensemble.

Dans celui-ci, des déformations non élastiques peuvent se produire en certains points seulement, de telle sorte qu'elles y constitueront un système, en général non congruent, c'est-à-dire ne pouvant se réaliser seul. Ce système devra alors être accompagné d'un système de déformations élastiques complémentaires, telles que le système des déformations résultantes soit congruent.

Il arrive ainsi que la déformation non élastique d'un élément donné détermine un état de déformation élastique et un état de tension correspondant, dans les éléments contigus.

C'est cet état que nous désignons sous le nom d'état de coaction pour le distinguer des états ordinaires de déformation et de tension dus à l'action des forces extérieures.

Cet état comporte naturellement une énergie potentielle élastique que nous appellerons *énergie de coaction* pour rappeler qu'elle dépend comme l'état auquel elle se rapporte, de la présence de la déformation non élastique, et qu'elle subsiste même quand s'annule l'action extérieure qui l'a déterminée.

Le travail mécanique qu'absorbe une déformation non élastique doit donc être considéré comme formé de deux fractions bien distinctes : l'une, dépensée pour produire la déformation dont il s'agit et qui se disperse dans des transformations irréversibles ; l'autre, nécessaire pour créer l'état de coaction qui l'accompagne, et qui se transforme en énergie de coaction.

Ni l'une ni l'autre de ces deux fractions ne sera restituée quand cessera la sollicitation extérieure. Toutefois, tandis que la première est définitivement perdue, la seconde reste à l'intérieur du corps à l'état potentiel. Il peut même arriver que, s'ajoutant à l'énergie de déformation produite dans ce même corps par un autre système de forces extérieures, cette énergie de coaction manifeste sa présence par la manière dont se comportera le corps à cette occasion.

Elle pourra même se retransformer en travail mécanique s'il y a dans le corps des éléments susceptibles de se déformer ultérieurement avec le temps (élasticité retardée) ou bien si, par des traitements convenables, nous parvenons à la libérer.

En tout cas, cette distinction entre les deux fractions du travail dépensé pour produire des déformations non élastiques est d'une importance primordiale. Et il faudra toujours tenir un compte à part de la fraction qui donne lieu à une dispersion effective d'énergie, tandis que, en vue d'une évaluation globale de l'énergie potentielle, on traitera l'autre fraction en tenant compte du fait qu'il s'agit d'un travail dépensé pour produire des déformations élastiques.

Considérons maintenant le corps dans son état d'équilibre sous l'action d'un système donné de forces extérieures.

Imaginons que l'état de tension subisse une très petite variation compatible avec le système donné de forces extérieures. Cela revient à dire que, sans faire varier les déformations non élastiques, nous attribuons aux composantes spéciales de tension des accroissements très petits

$$\delta\sigma_x \quad \delta\sigma_y \quad \delta\sigma_z \quad \delta\tau_{yz} \quad \delta\tau_{zx} \quad \delta\tau_{xy}$$

constituant un système de tensions en équilibre en l'absence de toute force extérieure.

Et prenons en considération la fonction

$$\Phi + \int_v (\bar{\epsilon}_x \sigma_x + \bar{\epsilon}_y \sigma_y + \dots + \bar{\gamma}_{xy} \tau_{xy}) dV$$

dont la variation première peut s'écrire :

$$\int_v [(\epsilon_x + \bar{\epsilon}_x) \delta\sigma_x + (\epsilon_y + \bar{\epsilon}_y) \delta\sigma_y + \dots + (\gamma_{xy} + \bar{\gamma}_{xy}) \delta\tau_{xy}] dV.$$

On voit tout de suite que cette variation représente le travail que le système des tensions

$$\delta\sigma_x \quad \delta\sigma_y \quad \dots \quad \delta\tau_{xy}$$

effectuerait si l'on attribuait au corps la variation de configuration ayant pour composantes :

$$\epsilon_x + \bar{\epsilon}_x \quad \epsilon_y + \bar{\epsilon}_y \quad \dots \quad \gamma_{xy} + \bar{\gamma}_{xy}.$$

Or ce système de tensions est, par hypothèse, en équilibre en l'absence de toute force extérieure ; d'autre part, la variation de configuration est certainement congruente et compatible avec les éventuelles liaisons, puisque c'est justement celle que le corps a dû subir pour passer de l'état naturel non déformé à l'état d'équilibre que nous considérons.

En vertu du principe des travaux virtuels on aura donc :

$$\int_v [(\epsilon_x + \bar{\epsilon}_x) \delta\sigma_x + (\epsilon_y + \bar{\epsilon}_y) \delta\sigma_y + \dots + (\gamma_{xy} + \bar{\gamma}_{xy}) \delta\tau_{xy}] dV = 0.$$

Si l'on tient compte du fait que la variation seconde se réduit à

$$\int_V \varphi (\delta \sigma_x, \delta \sigma_z, \dots, \delta \tau_{xy}) dV$$

et qu'elle est donc essentiellement positive, on peut énoncer le théorème :

Pour chaque système de forces extérieures et de déformations non élastiques, les tensions intérieures qui caractérisent l'état d'équilibre sont celles qui rendent minimum l'expression

$$\Phi + \int_V (\bar{\varepsilon}_x \sigma_x + \bar{\varepsilon}_y \sigma_y + \dots + \bar{\gamma}_{xy} \tau_{xy}) dV.$$

En l'absence de déformations non élastiques le problème rentre dans le cadre de la théorie classique de l'élasticité, et la fonction qu'il faut rendre minimum n'est autre chose que l'énergie potentielle élastique. On retrouve ainsi, comme on pouvait le prévoir, le théorème de MENA-BREA.

Or il est d'une importance fondamentale de remarquer que l'on peut passer de l'équation qui est à la base de la théorie classique de l'élasticité à celle qui se présente à nous ici comme base possible d'une nouvelle théorie de l'équilibre élasto-plastique, en remplaçant les six composantes de la déformation élastique par les six composantes de la déformation totale.

Sous réserve de l'existence de rapports analogues entre les conditions à la surface que chaque problème particulier comporte, les solutions que la théorie classique de l'élasticité fournit pour ses problèmes pourront donc être transformées en autant de solutions de problèmes analogues de la théorie de l'équilibre élasto-plastique. Il suffira d'y introduire la même substitution.

On arrive ainsi à établir une nouvelle théorie de la résistance des poutres dont la conclusion la plus importante est le sens nouveau que nous sommes conduits à attribuer au fait de la surabondance des liaisons et à l'hyperstaticité corrélatrice du système.

La théorie classique de l'élasticité nous avait en effet habitués à considérer les constructions hyperstatiques comme des systèmes auxquels la surabondance des liaisons (autant intérieures qu'extérieures) conférait une inquiétante sensibilité à toute déformation qui ne soit pas élastique.

Cette sensibilité devait fatalement être considérée comme une qualité négative — quelquefois même comme un véritable danger — lorsqu'on envisageait les déformations non élastiques comme des éventualités qui restaient hors du cadre de nos calculs et par conséquent de nos prévisions.

Aujourd'hui que ce cadre s'est agrandi jusqu'à comprendre tout le domaine des déformations non élastiques, et que nous sommes en état de tenir un compte exact des effets de ces déformations et de calculer les modifications qu'elles détermineront dans l'état d'équilibre du

système, nous considérons cette sensibilité comme une qualité positive, et même précieuse, des constructions hyperstatiques.

Prenons, par exemple, le cas des déformations plastiques proprement dites, c'est-à-dire des déformations qui font leur apparition aux bords d'une section d'une poutre fléchie dès que les limites d'élasticité du matériau sont atteintes. Notre théorie met en évidence, de la manière la plus simple et la plus nette, trois catégories d'influences que peut avoir une telle apparition.

La première de ces catégories a trait exclusivement à la répartition des tensions sur la section elle-même, et se manifeste sous forme d'une limitation des tensions sur le bord où la limite élastique a été atteinte; cette limitation étant compensée par un accroissement des tensions à l'intérieur de la section, là où la résistance du matériau était initialement moins utilisée.

Cette redistribution des tensions est rendue possible par l'indétermination statique inhérente à la section elle-même; elle a donc lieu même quand la poutre est statiquement déterminée au point de vue des liaisons extérieures.

La seconde catégorie, qui suppose au contraire l'indétermination statique du diagramme des moments de flexion, c'est-à-dire l'existence d'au moins une liaison surabondante, se manifeste sous forme d'une limitation du moment dans la section où les déformations plastiques se sont produites, et par un accroissement du moment dans les autres sections initialement moins sollicitées.

Enfin, la troisième catégorie d'influences, qui n'a lieu que si les liaisons comportent une opportune indétermination statique ultérieure du système, se manifeste sous la forme d'une poussée qui modifie la répartition des tensions non seulement dans la, ou dans les sections où les déformations plastiques ont pris naissance, mais dans toutes les sections de la poutre. Cette poussée tend à limiter celle des tensions maxima qui a atteint la première la limite élastique, et à augmenter celle qui ne l'a pas encore atteinte.

Et c'est par une savante combinaison de ces influences, c'est-à-dire en faisant intervenir chacune d'elles dans la mesure la plus opportune, et suivant des lois que seule une analyse rigoureuse et complète du phénomène pourra nous révéler, que la nature réalise, dans les limites que les données du problème lui imposent, la meilleure utilisation possible de la résistance des matériaux.

Il est clair d'ailleurs que ce mécanisme, qui est désormais à notre disposition depuis que nous en connaissons le secret, fonctionnera sur un plan d'autant plus vaste, et nous permettra d'obtenir des résultats d'autant plus importants, que sera plus vaste la gamme des variations de régime que le problème statique comporte en raison du degré d'hyperstaticité plus élevé du système.

Il faut donc s'habituer à une présentation nouvelle des problèmes.

La théorie classique nous avait conduits à penser à l'état d'équilibre d'un système, soumis à des forces extérieures données, comme à quelque chose de bien défini en fonction de ces forces.

Même dans les cas hyperstatiques — dans lesquels les équations de la statique se prêtent à une infinité de solutions — l'hypothèse de la parfaite élasticité des matériaux conduisait à une solution unique et bien déterminée.

Mais un tel résultat ne correspond pas à la réalité. Toutes les fois que la déformation élastique est accompagnée par des déformations non élastiques, même très petites, il n'est plus vrai qu'une seule des solutions des équations de la statique soit réalisable. Au contraire, toutes le sont et la réalisation de l'une de ces solutions plutôt qu'une autre dépend précisément de l'intervention de déformations non élastiques opportunes et des états de coaction qui en dérivent.

Mais ici le domaine des applications s'élargit.

Il n'est plus question seulement des déformations plastiques et du rôle qu'elles peuvent jouer dans la détermination des états d'équilibre. En réalité, l'étude des déformations plastiques nous a fait entrevoir des possibilités à la réalisation desquelles on peut arriver par toute autre voie. Il suffit de rappeler ici la technique moderne des contraintes préalablement appliquées — en particulier le cas du béton précontraint — pour se faire une idée de l'ampleur des applications qui se rattachent au théorème que nous venons d'énoncer et de l'importance des services qu'il peut rendre dans l'étude de la résistance des matériaux.

DISCUSSION

M. L'HERMITE. — Je remercie M. COLONNETTI de sa très intéressante conférence et je suis certain qu'il y a, dans l'assistance, des personnes qui voudront lui poser des questions; je lui demande de bien vouloir y répondre.

M. VALLETTE. — L'exposé était tellement pur qu'on peut difficilement dire quelque chose. Je voudrais seulement demander à M. le Professeur COLONNETTI s'il a connaissance des efforts faits dans ce sens en France, notamment dans la charpente métallique où M. DUTHEIL a émis une théorie et poussé assez loin les applications des théories élasto-plastiques. M. COLONNETTI voudrait-il nous dire ce qu'il en pense? S'il connaît et s'il a pu examiner ses théories? M. DUTHEIL a comparé certaines de ses conclusions avec les vôtres, il a repris certains exemples d'application, mais il a poussé plus loin au point de vue physique dans les applications de la théorie. Il a fait intervenir la détente élastique, la limitation de la déformation de la poutre, parce que cela entre en jeu, et aussi le dépassement du palier de limite élastique qui pourrait se produire sur certaines sections.

M. COLONNETTI. — Je ne connais qu'en partie les travaux de M. DUTHEIL; je sais que ses conclusions concordent souvent avec celles de ma théorie: mais là où il a poussé plus loin les applications, il l'a fait d'une manière tout à fait empirique, c'est-à-dire en introduisant dans le raisonnement des hypothèses gratuites. Ces hypothèses peuvent être utiles dans un domaine particulier: elles lui ont permis d'éviter dans la théorie des poutres continues les conclusions absurdes auxquelles conduisait l'ancienne théorie des rotules plastiques et de l'égalisation des moments. Mais je doute que l'idée de moment critique introduite par M. DUTHEIL puisse être utilisée au delà du domaine pour lequel elle a été envisagée par son auteur.

M. L'HERMITE. — Est-il possible d'appliquer cette théorie aux problèmes de stabilité de flambage?

M. COLONNETTI. — Je ne le crois pas, parce qu'on sort là de la linéarité du phénomène. Par définition, le flambage commence lorsque le phénomène a fini d'être linéaire. Évidemment, même dans le domaine de la plasticité c'est la même chose. Dans la réunion de Providence (Rhode Island) à laquelle je viens d'as-

sister, on a beaucoup parlé d'expériences sur le flambage plastique. Aucune théorie mathématique n'a été proposée pour interpréter d'une façon générale ces expériences.

M. L'HERMITE. — Est-ce que vous avez déjà eu l'occasion d'appliquer vos théories à la construction d'ouvrages en Italie?

M. COLONNETTI. — Pas à la construction de grands ouvrages, mais très souvent à la vérification d'ouvrages existants.

M. L'HERMITE. — J'ai entendu parler d'un pont à Rome.

M. COLONNETTI. — Il existait déjà avant la théorie; celle-ci nous a permis d'expliquer les bonnes conditions de résistance d'une œuvre hardie pour laquelle la théorie de l'élasticité donnait des efforts absolument inacceptables. Il suffit d'admettre l'intervention de la plasticité pour expliquer pourquoi les tensions qui, au point de vue de la théorie seraient absolument exagérées, n'ont donné aucun inconvénient. On a pu expliquer ainsi des hardiesses de constructeur réalisées par intuition.

M. VALLETTE. — La théorie est tout à fait précieuse pour expliquer pourquoi nos ouvrages tiennent.

M. COLONNETTI. — Sans doute; il y a des ouvrages qui ont été construits dans les premiers temps du béton armé (par ceux qu'on pourrait appeler les pionniers du béton armé), qui sont plus hardis que ceux qui ont été construits après et même ne sont pas compatibles avec les règlements actuels. Le pont du Risorgimento, à Rome, a pu être construit parce qu'à cette époque il n'y avait pas encore de règlement.

M. L'HERMITE. — Vous avez parlé d'applications possibles à la précontrainte, je crois qu'il y a ici des personnes que cela intéresserait.

M. LEBELLE. — Je crois en effet que la théorie de M. COLONNETTI expliquerait sans doute les résultats observés au cours des essais de chargement des ouvrages hyperstatiques en béton précontraint. Tout récemment, un élément d'un tel ouvrage a été soumis à des charges sensiblement supérieures aux charges

de service. L'essai avait été entrepris en vue de déterminer les coefficients de sécurité à rupture. Contrairement aux prévisions, celle-ci n'a pu être atteinte. Le fait que la résistance réelle dépassait notablement la résistance prévue paraît pouvoir être attribué aux adaptations favorables qui ont dû se produire quand les charges appliquées ont dépassé les charges de service.

M. COLONNETTI. — La théorie que j'ai exposée a été étudiée en vue des phénomènes plastiques. Mais vous avez vu que les déformations que j'ai appelées plastiques sont introduites d'une manière tout à fait générale et sans aucune hypothèse sur leur origine. De cette façon, tout ce qu'on a dit sur les déformations plastiques est valable, sans aucun doute, pour toute déformation non élastique. Il suffit de rappeler les déformations d'origine thermique, celles qui se produisent au moment de la construction ou après construction, mais qui ne sont pas des fonctions linéaires des forces extérieures.

M. LEBELLE. — Dans le domaine du béton précontraint, nous sommes assez bien fixés sur la valeur des coefficients de sécurité à la rupture des pièces isostatiques. Au contraire, dans les systèmes hyperstatiques, les calculs usuels de la résistance des matériaux ne permettent pas, même approximativement, la détermination des charges de rupture.

Il est vrai que les ouvrages réels sont souvent continus dans les trois dimensions et qu'il est rare que l'on puisse introduire dans les calculs toutes les liaisons qui interviennent effectivement.

M. COLONNETTI. — Une des conséquences dont je n'ai pas parlé tout à l'heure parce que je ne voulais pas m'écarter du programme — une des conséquences les plus importantes de l'étude qui nous porte à mêler dans nos calculs les déformations élastiques et celles non élastiques — est qu'il devient absolument impossible de définir les marges de sécurité avec la méthode ordinaire qui consiste à fixer le taux de travail du matériau dans des conditions normales de travail et à admettre que lorsque cette valeur a atteint une certaine fraction de la valeur qui conduit à la rupture, cette fraction exprime la marge de sécurité de toute la structure. Lorsqu'il y a état de coaction, la marge de sécurité de la structure ne peut plus être calculée qu'en étendant l'étude de la résistance jusqu'à rupture. On peut facilement imaginer des exemples dans lesquels les efforts ne dépassent en aucun point les limites habituelles et où on est malgré cela très proche de la rupture; au contraire, il peut arriver qu'en se limitant aux efforts habituels on soit si loin de la rupture qu'on puisse dépasser les efforts admissibles de beaucoup et s'approcher en certains points des efforts de rupture tout en conservant une marge de sécurité satisfaisante de la structure; et cela parce que l'intervention des déformations plastiques fait qu'aux points où les efforts étaient déjà si grands qu'ils pouvaient paraître préoccupants, les efforts ne croissent plus; les actions extérieures donnent lieu à des accroissements des efforts dans d'autres points de la construction. Dans les constructions hyperstatiques, il peut même arriver qu'une augmentation des charges extérieures détermine des diminutions des efforts dans certains endroits de la structure. On peut prédisposer les contraintes initiales de manière que l'intervention des charges extérieures détermine une diminution des efforts les plus grands et une augmentation des plus petits, ce qui est très intéressant parce que cela peut nous conduire à éloigner le danger de rupture. Ce danger se manifeste plus proche lorsque la construction est déchargée que lorsqu'elle est chargée.

M. VALLETTE. — M. CHAMBAUD est arrivé dans le domaine plastique à définir une sécurité différente de la sécurité qui pourrait résulter d'un coefficient appliqué au matériau même, il a pris l'ensemble du phénomène jusqu'à rupture.

M. COLONNETTI. — Il n'y a aucun doute possible; dans les constructions en état de coaction, la marge de sécurité est une

propriété de la structure considérée dans son ensemble : elle ne peut être déduite de l'étude des différentes parties de la structure prises isolément.

M. CHAMBAUD. — Je voudrais dire un mot sur un point de théorie pure. Le théorème qui vient d'être établi et qui permet de déterminer la répartition des contraintes lorsqu'il y a des déformations plastiques est, si j'ai bien compris, une généralisation du principe du travail minimum de MENABREA. Or, vous savez sans doute que récemment, un ingénieur américain M. PHILIPPIDIS (1), en suivant une marche inverse, c'est-à-dire en partant des lois classiques de la plasticité, telles qu'elles sont admises par NADAI après les travaux de SAINT-VENANT, MAURICE LÉVY, HUBER, VON MISES et HENCKY, est arrivé à rattacher ces lois de la plasticité, en particulier le critérium du seuil de plasticité, défini par la constance du travail de distorsion, à un principe de maximum, suivant une analyse assez savante et que je crois très intéressante, parce que le principe de la constance du travail de déformation est une hypothèse qui, admise a priori, paraît assez arbitraire. Ce principe définit le seuil de plasticité par la constance du travail de distorsion. Lorsqu'on considère un élément de corps qui se déforme élastiquement il y a un travail dû au changement de volume, qu'on élimine, et il reste un travail de distorsion que l'on retient. L'une des hypothèses de la plasticité est que le seuil d'entrée en plasticité est défini par une certaine valeur limite de ce travail pour un matériau donné, le même quel que soit l'état de contrainte. PHILIPPIDIS, en partant de cette hypothèse du travail de distorsion constant, et des autres conditions classiques de plasticité, telles que celle de la déformation sous volume constant, et celle du rapport constant entre déviateur de tension et déviateur de déformation, qui sont assez arbitraires, est arrivé à démontrer un principe de travail maximum qui, lui, me paraît plus satisfaisant, plus conforme à l'harmonie naturelle. Dans ces conditions, je me demande si en partant du théorème qui vient d'être établi on ne pourrait pas justifier, par des raisonnements inverses, l'hypothèse principale qui sert de base à la théorie de la plasticité, c'est-à-dire l'hypothèse dont l'origine est, je crois, dans MAXWELL et qui se définit par une certaine valeur constante donnée à la somme des carrés des différences des tensions principales ?

M. COLONNETTI. — C'est très difficile de répondre, mais je dois en tout cas mettre bien en évidence le fait que dans ma théorie je n'ai introduit aucune hypothèse sur la nature du phénomène plastique; la seule chose qu'on suppose pour démontrer mon théorème, c'est la présence de déformations non élastiques. Je considère la déformation plastique après qu'elle s'est formée, sans chercher de quelle manière et pour quelle raison et selon quelles lois elle a pris naissance, et je la mets en relation avec les déformations élastiques, en mettant en évidence le seul fait que celles-ci sont prêtes à disparaître et l'autre non. Le mécanisme du phénomène plastique n'est pas envisagé dans ce raisonnement.

M. CHAMBAUD. — Votre théorème serait donc plus général. Dans ces conditions je pense qu'on doit conclure qu'au moyen de ce théorème on ne pourrait pas arriver à mettre en contradiction une hypothèse quelconque particulière sur la théorie de la plasticité ?

M. COLONNETTI. — Aucun doute à ce sujet. Quelque hypothèse qu'on fasse sur les lois selon lesquelles la plasticité commence à se manifester, mon raisonnement reste applicable. Évidemment, l'introduction de ces lois peut conduire à des conclusions plus concrètes, mais valables seulement si l'hypothèse est vérifiée.

(1) M. SADOWSKY, « A Principle of Maximum Plastic Resistance », *J. of Applied Mech.* (juin 1943).

A. H. PHILIPPIDIS, « The General Proof of the Principle of Maximum Plastic Resistance », *J. of Applied Mech.* (sept. 1948).

M. L'HERMITE. — M. Robert LÉVI voudrait dire quelque chose.

M. Robert LÉVI. — Je voulais poser une question au sujet de la répétition des sollicitations. Je suis tout à fait convaincu que la théorie exposée par vous est parfaitement exacte lorsque ces sollicitations ont pour effet d'atteindre la limite élastique dans des zones peu étendues, parce qu'alors les effets induits par cette sollicitation, déformation non élastique et effet de coaction, ont un caractère réversible. Si on pousse ces sollicitations à un taux nettement plus élevé, il est vraisemblable que la répétition des efforts produit des déformations qui vont en s'accroissant.

M. COLONNETTI. — C'est probable; des changements de propriétés physiques du matériau interviennent.

M. LÉVI. — Est-ce qu'il pourrait y avoir un critérium, défini par la théorie, qui permettrait de distinguer les cas de réversibilité des cas d'irréversibilité ?

M. COLONNETTI. — Ce n'est pas question de réversibilité : même la plus simple déformation plastique est irréversible. Mais dans le cas de répétition d'efforts produisant des changements de propriétés physiques du matériau, des problèmes nouveaux se posent qui dépassent les limites de la théorie dont nous venons de nous occuper.

ANNALES DE L'INSTITUT TECHNIQUE DU BATIMENT ET DES TRAVAUX PUBLICS28, BOULEVARD RASPAIL, PARIS-VII^e

Novembre 1949

N° 100

Nouvelle Série.

THÉORIES ET MÉTHODES DE CALCUL, N° 7**VOUTES EN BERCEAU**

**RAPPORT N° 136 (JUN 1942) DU LABORATOIRE FÉDÉRAL
D'ESSAI DES MATÉRIAUX ET INSTITUT DE RECHERCHES
- INDUSTRIE. GÉNIE CIVIL, ARTS ET MÉTIERS - ZURICH**

Par **M. A. VOELLMY,**

Docteur-Ingénieur, Chef de Section au Laboratoire Fédéral d'Essai des Matériaux
et Institut de Recherches pour l'Industrie, le Génie Civil et les Arts et Métiers, Zurich.

INSTITUT TECHNIQUE DU BATIMENT ET DES TRAVAUX PUBLICS

TABLE DES MATIÈRES

	Pages.	Pages.
A. Résultats des recherches sur les voûtes en briques.		
I. INTRODUCTION.....	5	
II. RÉSULTATS DES ESSAIS.....	5	
1. Matériaux.....	5	
A. Briques.....	5	
B. Mortier de maçonnerie.....	6	
C. Béton.....	6	
D. Massifs de maçonnerie.....	6	
E. Tirants.....	6	
2. Essais statiques des voûtes.....	6	
3. Essais de choc.....	8	
A. Essais de choc exécutés par chute de masses au Laboratoire Fédéral d'Essai des Ma- tériiaux et Institut de Recherches.....	8	
a) Détermination des lignes élastiques..	8	
b) Mesures dynamiques.....	8	
c) Essais de choc.....	9	
B. Essais de choc exécutés place Helvetia par chute d'une masse.....	10	
a) Détermination des lignes élastiques..	10	
b) Essais de choc.....	10	
c) Couches d'amortissement.....	10	
d) Charges équivalentes.....	10	
e) Modes de rupture.....	10	
f) Chocs sur les murs.....	11	
C. Explosifs.....	11	
4. Résultats les plus importants des essais et des calculs.....	11	
A. Matériaux.....	11	
B. Travail des voûtes.....	12	
C. Distribution des charges.....	12	
D. Effet de choc.....	13	
a) Chute d'une masse.....	13	
b) Explosifs.....	13	
E. Contraintes et rupture.....	13	
a) Contraintes dans les fibres extrêmes.	13	
b) Contraintes de cisaillement.....	14	
c) Flexion transversale.....	14	
d) Dépassement de la résistance à la traction.....	14	
		e) Rupture..... 14
		f) Sécurité..... 15
		5. Données relatives au calcul des voûtes et murs en briques dans les bâtiments et les abris de défense passive..... 15
		III. FIGURES RELATIVES AU RAPPORT PRINCIPAL A.... 20
		Diagrammes pour les voûtes d'abris de défense passive en maçonnerie de briques de qualité supérieure..... 38
B. Annexe : Étude théorique.		
I. VUE D'ENSEMBLE.....		42
II. MÉTHODE DE LA LIGNE DES PRESSIONS POUR LE CALCUL DES VOUTES AYANT UN DEGRÉ D'ENCAS- TLEMENT QUELCONQUE AVEC ET SANS ARTICU- LATIONS.....		42
1. Ligne des réactions et ligne des pressions.....		42
2. Rapport des contraintes internes et des déforma- tions.....		45
A. Contraintes internes.....		45
B. Lignes des pressions pour différents types de charges.....		46
C. Déformations.....		47
3. Méthode des lignes de pressions.....		50
A. Voûte à trois articulations.....		51
B. Voûte à deux articulations.....		53
C. Voûte à une articulation.....		55
D. Voûte encastree.....		56
E. Voûte encastree élastiquement.....		58
F. Propriétés générales des lignes de pres- sions.....		60
III. ACTION DE CHARGES CONCENTRÉES SUR LES VOUTES EN BERCEAU.....		61
IV. EFFETS DE CHOC SUR LES VOUTES EN BERCEAU...		64
1. Chute d'une masse.....		64
2. Explosifs.....		64
A. Effet local.....		64
B. Effet de choc.....		64
C. Bibliographie et observations.		

VOUTES EN BERCEAU

Établissement d'une méthode pour le calcul des bâtiments et des abris de défense passive d'après les essais sur des voûtes en briques exécutés en 1940-1941 au Laboratoire Fédéral d'Essai des Matériaux et Institut de Recherches.

Méthodes simples et vérification expérimentale de leur validité pour le calcul des contraintes provoquées par des charges réparties ou concentrées, le mouvement des appuis, la percussion due à la chute de matériaux et par les explosions.

Par **M. A. VOELLMY,**

Docteur-Ingénieur,
Chef de Section au Laboratoire Fédéral d'Essai des Matériaux
et Institut de Recherches pour l'Industrie,
le Génie Civil et les Arts et Métiers, Zurich.

RÉSUMÉ

La nécessité d'économiser le fer a conduit ces dernières années à recourir à l'emploi des voûtes en berceau, spécialement en briques, dans les bâtiments et dans les abris de défense passive; mais la tradition de ce vieux mode de construction s'est perdue depuis qu'il avait été abandonné en raison de l'apparition de nouveaux procédés de construction. C'est pour remédier à l'inexpérience actuelle des constructeurs et aussi pour contrôler les possibilités d'utilisation de la voûte en briques pour la construction des abris, technique nouvelle, que le Laboratoire Fédéral d'Essai des Matériaux de Zurich a entrepris une série d'études et d'essais dont les auteurs publient ici les résultats.

Le calcul exact des voûtes étant assez compliqué, ils ont voulu mettre à la disposition des constructeurs une méthode simplifiée mais suffisamment approchée qui permette à ceux-ci de déterminer facilement les dimensions à donner aux voûtes susceptibles de résister à différents types de charges et notamment aux chocs et aux explosions qui jouent un rôle essentiel dans l'étude des abris.

Dans une première partie on trouvera les résultats pratiques les plus importants des recherches et essais poursuivis à Zurich et qui ont consisté tout d'abord à mesurer les déformations subies par des voûtes construites en briques (briques perforées normales ou claveaux) essayées sous des charges statiques, puis à déterminer les charges capables de provoquer un poinçonnement local et la rupture complète de l'ouvrage.

Pour permettre de tenir compte d'une manière commode, dans le calcul des voûtes, de l'effet dû au choc de masses tombant en chute libre, les auteurs ont déterminé les charges statiques équivalentes, quant aux effets produits, à différentes masses pour des hauteurs de chute variables. La mesure des vibrations très rapides produites dans la maçonnerie à l'occasion de ces essais dynamiques était particulièrement délicate à réaliser; les expérimentateurs ont utilisé dans ce but un appareillage spécialement établi et notamment un oscillographe dont les détails de construction sont donnés dans la présente étude. Il importait également de comparer l'effet d'amortissement obtenu par l'interposition de couches de matériaux divers; à cet égard, ce sont des panneaux compressibles en fibre de bois qui ont donné les meilleurs résultats. L'effet de choc produit par la chute de matériaux a également été étudié sur des murs verticaux.

Enfin les auteurs ont chiffré l'effet sur maquette de l'explosion de charges placées au contact de la maçonnerie d'une voûte.

La synthèse de ces résultats est faite dans une série de diagrammes qui donnent à simple lecture pour les voûtes de 25, 38 et 51 cm d'épaisseur et pour des flèches de 20 cm à 1 m la poussée horizontale et la réaction verticale des appuis en fonction de la portée et de la charge.

La justification de ces données figure dans une deuxième partie (annexe) où l'on trouvera l'exposé d'une méthode pour le tracé des lignes des pressions dans les voûtes à une, deux et trois articulations, encastrées rigidement ou élastiquement.

La ligne des pressions définies par Moseley donne la position et la direction des pressions dans une voûte; elle diffère en général de la ligne des réactions, lieu géométrique des points où les résultantes des pressions rencontrent les joints normaux à la fibre moyenne, mais on peut confondre ces deux lignes dans beaucoup de cas pratiques.

Le tracé des voûtes à partir des lignes des pressions constitue un progrès sur l'ancienne méthode qui utilisait les lignes des réactions et qui reste d'ailleurs valable pour les petites voûtes.

La méthode présentée pour le tracé des lignes des pressions est basée sur l'intégration graphique des équations générales d'équilibre, en utilisant les propriétés générales des lignes des pressions qui sont rappelées. Des applications sont faites dans le cas où les lignes des pressions sont des courbes simples: parabole, cercle, ellipse.

Cette annexe donne également un calcul approximatif — dont les résultats sont en bonne concordance avec les faits expérimentaux — de l'action des charges concentrées et des efforts dynamiques provoqués par la chute des matériaux ou la déflagration de charges d'explosif placées au contact de la maçonnerie des voûtes.

Une importante bibliographie termine cet ouvrage.

SUMMARY

The need to save steel has led during the last few years to the use of the arch, especially in brick, for buildings and air raid shelters. The traditions of this ancient method of building were lost when it was superseded by new methods, so, in order to remedy the lack of experience among builders and to define the possibilities of use of the brick vault for air raid shelters — a new technique — the Federal Materials Testing Laboratory at Zurich undertook a series of investigations and tests, the results of which are published here.

The exact calculation of arches being fairly complicated, the research engineers aimed at giving builders a simplified but sufficiently approximate method of determining easily the dimensions of vaults able to withstand various types of load and, particularly, impacts and explosions which are so important in the design of shelters.

The first part of the paper gives the most important practical results of research and tests carried out at Zurich; first, the measurement of deformations sustained by brick vaults (standard hollow brick or voussoirs) subjected to static loading, then the determination of loads which would cause partial or complete failure.

To enable designers conveniently to allow for impact from unimpeded falls of materials, the authors have calculated equivalent static loads for various quantities falling from various heights. The measurement of very rapid vibrations in masonry during dynamic tests was particularly difficult. Specially designed equipment was used, particularly an oscillograph, details of which are given. The effect of damping through interposing layers of different materials was also studied, and it was found that compressible wood fibre panels gave the best results. The impact of materials falling on vertical walls was also tested.

Lastly the effect of the explosion of charges placed in contact with the brickwork of a model vault is outlined.

The results are correlated in a series of diagrams for 25, 38 and 51 cm (9.8, 15 and 20 in) thick vaults and for rises of 20 cm to 1 m (7.9 to 3.3 ft), showing the horizontal thrusts and vertical reaction of supports in relation to span and load.

The method used to obtain these data is shown in a second part (appendix) where a method is explained for plotting the pressure lines of arches with one, two or three hinges or with completely or partially fixed ends.

Moseley's pressure lines show the position and direction of the pressure in arches; they usually differ from thrust lines, which are the locus of points where the resultants of pressures meet the radial joints — but for most practical purposes the difference is not great.

The use of pressure lines as a basis for the design of arches constitutes an advance on the old method of using thrust lines, though the latter still holds good for small vaults.

The method shown for plotting pressure lines is based on the graphical integration of the general equations of equilibrium, using the general properties of pressure lines, of which the reader is reminded. The method applied to cases where the pressure lines are simple curves: parabola, circle or ellipse.

The appendix also gives an approximate calculation — the results of which agree with experimental data — of the action of concentrated loads and dynamic stresses caused by the fall of materials or the deflagration of explosive charges placed in contact with the brickwork of vaults.

The paper ends with a useful bibliography.

A. — RÉSULTATS DES RECHERCHES SUR LES VOUTES EN BRIQUES

(voir figures pages 20 à 41).

I. INTRODUCTION

En vue d'économiser le fer, on revient maintenant à l'utilisation des voûtes et en particulier des voûtes non armées, connues depuis longtemps et qui, peu à peu, avaient été supplantées par l'acier, le béton armé et autres procédés de construction en matériaux combinés. Dans la construction des bâtiments et des abris de défense passive, on constate l'emploi toujours plus fréquent des voûtes en berceau, c'est-à-dire des voûtes de grande longueur par rapport à la portée.

Malheureusement, depuis que la voûte simple a été abandonnée, l'expérience de son emploi a été également oubliée, de sorte qu'il paraît aujourd'hui utile de rappeler certaines notions et d'y ajouter de nouvelles données.

Sur l'initiative de l'Union suisse des fabricants de briques on a vérifié les possibilités d'emploi de voûtes en briques dans les bâtiments et abris en se basant sur des essais et calculs. Il était utile d'obtenir des indications sur le comportement dans la voûte maçonnée des matériaux actuellement disponibles. Ces recherches ont permis de développer une nouvelle méthode de calcul exposée dans l'annexe, méthode qui est d'une application générale et ne dépend, en aucune façon, de la nature des matériaux employés pour la construction de la voûte.

Puisqu'en Suisse on avait encore peu construit de voûtes en briques, on n'avait que peu d'expérience sur leur tenue, et les gens de métier étaient sceptiques quand il s'agissait d'employer ce matériau pour des constructions portantes.

Par contre, les anciens pionniers de la science de l'ingénieur avaient plus de confiance à ce sujet et les constructions en briques qu'ils ont laissées se sont conservées pour la plupart en bon état.

Les expériences citées à la fin de ce rapport ⁽¹⁾ indiquent l'importance de la qualité des briques et du mortier pour la résistance de la maçonnerie et sa conservation sous l'influence des intempéries et de la gelée. On doit aussi remarquer que dans les différentes contrées, la qualité moyenne de la maçonnerie diffère suivant les matériaux et les méthodes employés et doit toujours être vérifiée expérimentalement.

Les recherches exposées ci-dessous ont surtout pour objet de procurer une base à l'étude de voûtes de bâtiments et d'abris où les intempéries et la gelée n'ont que peu d'importance. Ces recherches sont donc limitées à la résistance et aux propriétés plastiques des matériaux ainsi

qu'à la détermination du mode de construction et de sécurité à la rupture des voûtes.

Comme le calcul exact des voûtes est assez compliqué, nous avons cherché à développer une méthode simplifiée qui comprenne l'essentiel du travail des voûtes sous les charges réparties et concentrées et au choc. Le développement en est donné dans l'annexe et la possibilité de simplifications est démontrée par comparaison des déformations calculées avec celles qui ont été mesurées, ainsi que par les charges de rupture (§ II, 2 à 3).

A titre d'application, dans le paragraphe II, 5, les résultats des essais et les méthodes de calcul exposées en annexe ont été appliqués à l'étude de voûtes en briques suivant les Instructions suisses pour la protection anti-aérienne des constructions [2]. Les limites d'emploi des voûtes en briques comme voûtes protectrices des abris, sans vérification spéciale des contraintes, ont été déterminées d'après de nombreux calculs. Pour le dimensionnement des tirants ainsi que pour la détermination des réactions d'appui sur murs, on a établi des diagrammes simples. Ces diagrammes peuvent servir de base à l'étude de voûtes normales d'abris et pour les cas spéciaux on peut appliquer les méthodes de calcul exposées dans l'annexe.

II. RÉSULTATS DES ESSAIS

1. Matériaux.

Les caractéristiques de résistance des matériaux employés à la construction des voûtes d'essais sont résumées ci-dessous. Chacun des résultats indiqué s'appuie sur 6 à 12 essais particuliers [3].

A. BRIQUES.

Briques creuses normales :

Résistance à la compression, les briques cassées en deux, les moitiés mises l'une sur l'autre.

$$\beta_d : 203-386, \text{ en moyenne } 312 \text{ kg/cm}^2$$

Résistance à la flexion :

$$\beta_b : 31-57, \text{ en moyenne } 45 \text{ kg/cm}^2$$

(Les résistances calculées sont rapportées à la section entière.)

(1) Les chiffres entre [] renvoient à la bibliographie et aux observations qui figurent à la fin du présent rapport.

Claveaux :

Résistance à la compression :

β_d : 210-501, en moyenne 295 kg/cm²

Résistance à la flexion :

β_b : 38-59, en moyenne 49 kg/cm²

B. MORTIER DE MAÇONNERIE.

Mortier de ciment de Portland 1 : 4, âge 28 j.

Voûtes pour essais statiques :

β_d : 155-197, en moyenne 167 kg/cm²

β_b : 22-26, en moyenne 24 kg/cm²

Voûtes pour essais au choc :

β_d : 63-65, en moyenne 64 kg/cm²

β_b : 16,9-18,5, en moyenne 18 kg/cm²

C. BÉTON.

Béton des appuis, âge 1 mois :

β_d : 217-233, en moyenne 225 kg/cm²

β_b : 35-38, en moyenne 37 kg/cm²

Béton maigre de remplissage, âge 1 mois :

β_d : 34-41, en moyenne 38 kg/cm²

β_b : 7-10, en moyenne 9 kg/cm²

D. MASSIFS DE MAÇONNERIE
(éprouvettes découpées dans les voûtes).

Voûtes pour essais statiques.

Maçonnerie de briques creuses normales :

β_d : 143-150, en moyenne 147 kg/cm²

β_b : 15 kg/cm²

Claveaux :

β_d : 127-155, en moyenne 141 kg/cm²

β_b : 17,5 kg/cm²

Voûtes pour essais dynamiques :

β_d : 147-161, en moyenne 154 kg/cm²

β_b : 16 kg/cm²

Résistance au cisaillement d'une maçonnerie exécutée spécialement : briques pleines hourdées au mortier de ciment de Portland 1 : 4 (âge 28 j) : $\tau = 6,5$ kg/cm² (surface de cisaillement = surface d'adhérence du joint de mortier).

Résistance au cisaillement des voûtes sollicitées au poinçonnement : $\tau = 5-6$ kg/cm² rapportée à la surface moyenne de cisaillement (distribution de la charge à 45° jusqu'à la moitié de la voûte).

La figure 1 donne le diagramme efforts-déformations pour une maçonnerie de briques creuses normales hourdées au mortier de ciment Portland 1 : 4 (âge 1 mois).

Le module d'élasticité de cette maçonnerie pour les efforts réduits est d'environ $E = 100\,000$ kg/cm².

Les déformations des colonnes d'essais ont été mesurées sous des charges fortement excentrées qui se trouvaient en dehors du noyau central. Ensuite, les échantillons ont été rompus par flexion, les surfaces de rupture exactement remises en contact et les mesures de déformation répétées sous la même excentricité. Quoique la fissure se trouvait comprise dans la longueur mesurée et que par suite de la grande excentricité de la compression une partie seulement de cette fissure prenait part à la transmission de la compression, les mesures de déformation après fissuration n'étaient que légèrement supérieures à celles prises sur les piliers intacts. Il faut en conclure que le calcul habituel des voûtes suivant la théorie de l'élasticité reste valable également après la fissuration. Des rotations importantes apparaissent seulement quand une arête est chargée presque jusqu'à la limite de sa résistance à l'écrasement et qu'à ce point apparaissent des déformations permanentes faisant agir cette arête, comme articulation.

E. TIRANTS.

Voûtes d'essais statiques :

Limite apparente d'élasticité 3 500 kg/cm². Pour un effort de 3 500 à 3 800, en moyenne 3 700 kg/cm², les plaques d'ancrage 120/120/10 mm percées et soudées sont arrachées.

Voûtes d'essais au choc :

Limite apparente d'élasticité 3 050 kg/cm². Pour un effort de 3 050 à 3 290, en moyenne 3 170 kg/cm², les plaques d'ancrage de 120/120/5 mm soudées sans perçement sont arrachées.

2. Essais statiques des voûtes.

La figure 2 représente deux voûtes plates d'égale épaisseur en briques normales et en claveaux essayées statiquement à l'âge de 1 mois.

Les charges étaient exercées au moyen de vérins. La surface d'application des charges concentrées était de 20 × 20 cm; la charge linéaire était transmise par un profilé IP 30. Les flèches ont été mesurées dans trois sections de chaque voûte de 2 m environ par cinq appareils disposés symétriquement (fig. 3). Pour la charge linéaire, on a ajouté encore deux appareils sur la ligne de clef. Dans les sections d'extrémité, les angles de rotation d'appuis étaient observés à l'aide de clinomètres, de même que trois angles de rotation de la ligne de clef. Les déformations des quatre tirants ont été mesurées avec deux tensomètres par tirant; de plus, la variation totale de la distance des appuis était mesurée avec des indicateurs dans les sections extrêmes de la voûte.

Les renseignements sur les appareils employés sont donnés à la fin du rapport [4].

Les figures 4 et 5 montrent les résultats caractéristiques de mesures de flexion au droit de la section médiane sous une charge concentrée de 10 t à la clef dans chaque cas; les figures 6 et 7 représentent les résultats obtenus avec une charge linéaire répartie de 30 t au total dans chaque cas.

L'étude des déformations dues à des charges concentrées montre que les lignes élastiques des sections droites des voûtes peuvent être considérées avec une approximation suffisante, comme géométriquement semblables. Les calculs de vérification (voir l'annexe) montrent que les lignes élastiques transversales d'une voûte ont une forme analogue à celles de poutres posées sur un support élastique. Le moment d'inertie de ces poutres serait égal à celui de la section longitudinale totale de la partie de la voûte qui participe à la déformation, tandis que le coefficient d'élasticité du support continu se calcule en partant de la charge linéaire uniformément répartie dans le sens transversal. Le calcul approximatif fait en annexe, d'après ces observations, coïncide suffisamment avec les déformations effectives observées (fig. 8). Et ainsi se confirme également dans les conditions présentes le calcul simplifié des efforts dans la voûte sous les charges concentrées.

Le tracé de la ligne des pressions est déterminé surtout par la résistance de l'appui des voûtes. La figure 9 donne le calcul graphique correspondant aux indications de l'annexe. Les résultats sont en bonne conformité avec les observations et les mesures.

Le calcul de vérification a montré aussi que l'hypothèse d'une distribution de charge linéaire à 45° jusqu'à la moitié de l'épaisseur de la voûte correspond suffisamment à la réalité.

La répartition des contraintes entre les tirants est déterminée par la mesure des contraintes sous une charge concentrée au milieu de la voûte :

	CONTRAINTES EN kg/cm ²		
	tirant avant	milieu	arrière
Voûte en claveaux :			
Charge concentrée 10 t...	223	229-101 (165)	162
Charge linéaire 2 × 15 t..	706	844-556 (700)	742
Voûte en briques normales :			
Charge concentrée 10 t...	192	177-221 (199)	214
Charge linéaire 2 × 15 t..	869	702-806 (754)	710

Essais de rupture. — Après la mesure des déformations, la charge linéaire a été augmentée jusqu'à la rupture. La charge sur la voûte en claveaux a atteint 2 × 34,5 t = 69 t, celle sur la voûte en briques ordinaires 2 × 37 t = 74 t. Les charges ne purent être augmentées au delà de ces limites, les voûtes n'étaient cependant pas encore rompues, mais subissaient des déformations qui allaient en augmentant et des destructions locales. La progression de la rupture est représentée dans les figures 10 et 11, où l'on voit l'abaissement graduel de la clef. La

ligne des pressions a pu être déterminée approximativement par l'examen des fissures à la clef et aux naissances. La compression maximum trouvée dans la zone de rupture à proximité de l'appui (voir fig. 16 et 17) s'élève à 175 kg/cm² environ si l'on suppose une distribution linéaire des contraintes. Si, au contraire, on prend en considération les mesures de compression et de déformation sur colonnes relevées précédemment (fig. 1) et une distribution des contraintes suivant une courbe, on obtient seulement 131 kg/cm². Ceci est en concordance avec les contraintes de rupture déterminées sur échantillons découpés dans la voûte et qui ont été en moyenne de 141 kg/cm² avec une dispersion de 127 à 155 kg/cm².

Les effets de rupture sont visibles sur les figures 10 à 21.

La chute de compression s'est faite dans la voûte en claveaux après arrachement d'une plaque d'ancrage de tirant (fig. 15), alors que les autres tirants étaient chargés au delà de la limite d'élasticité.

Les mesures prises sur les tirants après rupture ont donné les allongements suivants :

N° 1 (Plaque d'ancrage arrachée) ...	$\epsilon = + 0,5 \text{ ‰}$
N° 2	$\epsilon = + 9,5$
N° 3	$\epsilon = + 4,5$
N° 4	$\epsilon = + 2,5$

Le déplacement des appuis qui était ainsi devenu possible a provoqué une augmentation des contraintes dans la voûte. A ce moment la capacité de travail de la voûte était encore très grande comme on le voit d'après le diagramme de rupture (fig. 10). Lorsque après avoir atteint la charge de 69 t la voûte a été déchargée, puis une charge concentrée appliquée sur une surface de 20 × 20 cm à la clef de la section médiane, puis au droit de la section extrême, cette charge n'a pas encore provoqué la chute de la voûte mais seulement un poinçonnement avec contrainte de cisaillement de 5,5 à 5,3 kg/cm². Ce n'est qu'une charge linéaire de 6,5 t/m environ, appliquée par un rail de 15 cm de largeur de patin, qui a provoqué la chute complète de la voûte encore affaiblie par les essais de poinçonnements qu'elle avait subis (voir fig. 21).

Tout autres ont été les résultats dans le cas de la voûte en briques normales; les tirants ont montré très peu de ductilité.

Les mesures des allongements prises après rupture ont donné :

N° 1.....	$\epsilon = 0 \text{ ‰}$
N° 2.....	$\epsilon = 0,75$
N° 3.....	$\epsilon = 0$
N° 4.....	$\epsilon = 0$

La destruction de la voûte a été due aux efforts de cisaillement (voir fig. 20); sa capacité de travail, dès que la charge a atteint son maximum, était faible et cela aboutit à une chute rapide de l'effort de compression (fig. 11).

Après avoir enlevé la charge linéaire, une charge concentrée appliquée sur une surface de 20 × 20 cm à la clef de la section médiane n'a pu être portée qu'à 4 t et a provoqué la chute complète de la voûte.

Les deux voûtes construites selon la disposition de la figure 2 ont atteint une résistance moyenne de 71,5 t sous les charges linéaires à la clef. Par comparaison des flèches, on peut voir que la plus grande contrainte dans la voûte correspondrait à l'application d'une charge concentrée de 65 t au milieu, en admettant que la surface d'application soit assez grande pour éviter un poinçonnement.

3. Essais de choc.

A. ESSAIS DE CHOC EXÉCUTÉS PAR CHUTE DE MASSES AU LABORATOIRE FÉDÉRAL D'ESSAI DES MATÉRIAUX ET INSTITUT DE RECHERCHES.

Pour la défense antiaérienne passive, le comportement des constructions sous les charges percutantes est devenu très important. Pour simplifier, dans les « Instructions », on a remplacé l'action de choc par des charges statiques équivalentes qui ne peuvent naturellement prétendre avoir une valeur générale parce que l'action des charges dépend beaucoup de l'élasticité et de la masse de l'abri construit. Pour cela, avant d'admettre les voûtes en briques pour la construction des abris, on a examiné et expérimenté en détail le comportement de ces voûtes vis-à-vis de l'action de choc. On a prouvé que les dimensions déterminées par la méthode ici exposée donnent une sécurité suffisante. Comme exigence minimum, on envisageait la chute de 500 kg de 3 m de hauteur [5].

Les dimensions de la voûte en berceau en claveaux essayée au Laboratoire sont données dans la figure 22. La voûte a été pourvue de béton de remplissage comme cela est de règle dans les couvertures d'abris et elle a été essayée avec et sans garniture de poutres en bois.

a) Détermination des lignes élastiques.

Les mesures statiques faites 1 mois après l'exécution des constructions doivent servir de base pour l'exploitation des essais de choc. Les flèches ont été mesurées dans cinq sections avec cinq appareils symétriquement disposés pour chacune. Sur trois sections, on a mesuré les angles de rotation des appuis à l'aide de clinomètres, et dans les mêmes sections on a observé les allongements des tirants à l'aide de deux tensomètres par tirant. Les charges étaient appliquées directement sur le béton de remplissage (fig. 23, 24). Les figures 25 et 26 donnent les résultats des mesures des flèches sous une charge de 15 t à la clef de la section médiane avec différentes surfaces d'application (20×20 et 80×80 cm).

b) Mesures dynamiques.

La mesure des vibrations très rapides des constructions provoquées par des chocs a été très difficile à réaliser; c'est pourquoi il est utile de donner ici quelques précisions sur les indicateurs construits spécialement ainsi que sur le procédé de mesure.

Pour suivre plusieurs phénomènes indépendants, l'oscillographe à circuits est l'indicateur convenant le mieux (fig. 27). Le mécanisme de cet oscillographe dit à circuits de mesure (un appareil en comprend de 3 à 6) est consti-

tué par une boucle de fil métallique fin et isolé qui est placée entre les pôles d'un aimant permanent. L'impulsion du courant venant de la source passe par la boucle de sorte que les deux fils tournent dans le champ magnétique. La déviation est rendue visible par la rotation d'un petit miroir fixé aux fils de la boucle, la déviation des fils produisant une rotation du miroir autour de son axe longitudinal. Un pinceau étroit de lumière tombe sur le petit miroir E (fig. 28); il est réfléchi et divisé pour être inscrit d'une part sur le cylindre L et pour être observé d'autre part sur un verre dépoli M, de sorte que les mouvements du petit miroir peuvent être simultanément observés et photographiés sous forme de séries de lignes.

Les émetteurs ou les indicateurs sont des transformateurs d'énergie qui permettent de transformer les vibrations mécaniques en vibrations électriques qui sont conduites par fils et par le pont électrique aux boucles. Pour transmettre les vibrations de flexion, les meilleurs émetteurs sont ceux à résistance; leur principe est simple, ils sont robustes et peu sujets aux dérangements. Une source de courant continu suffit à leur fonctionnement et un amplificateur n'est généralement pas nécessaire. Nous avons choisi le principe des résistances mobiles et avons suivi dans la construction de cet appareil nos vues personnelles.

Extérieurement (fig. 29) notre « Indicateur de déplacement » est constitué par une boîte fermée en métal léger dans laquelle sont logés les éléments de mesures et une tige s, qui dépasse la boîte de deux côtés. Un côté de la boîte est pourvu d'un manche relié par une articulation à un dispositif de serrage à mâchoire qui sert à relier l'indicateur à un point fixe, tandis que la tige doit être vissée à l'aide de son embase métallique sur la partie mobile.

Dans les éléments de mesures (fig. 29), nous distinguons deux parties : la tête glissante sk avec le contact de boucle sl et le fil à grande résistance w tendu, isolé électriquement. Le contact en argent sl' de la boucle fixé à la tête glissante reçoit le courant et se déplace sur le fil à haute résistance; ce fil à résistance et le contact glissant forment les parties d'un pont de Wheatstone (fig. 30). Cette disposition a l'avantage de doubler la sensibilité de la mesure et de compenser les variations de résistance par échauffement. Si l'on déplace la tige mobile, le contact de la boucle se déplace au même rythme sur le fil résistant et provoque des variations de courant dans la branche médiane du pont qui est reliée à la boucle de mesure. L'importance de ces changements de courant et par conséquent la déviation $\Delta\alpha$ de la boucle de mesure, est approximativement proportionnelle à la grandeur du déplacement ΔV , à la force électromotrice E, et dépend des autres grandeurs fixes et déterminées que nous pouvons représenter globalement par une constante A :

$$\Delta\alpha = A \Delta V E$$

En changeant les résistances électriques du pont BW et les résistances supplémentaires HW, la sensibilité peut varier dans une large mesure, tandis que par la résistance égalisatrice a le pont peut être équilibré de manière à ce que la boucle de mesure n'ait plus de déviation. C'est ce qui sert de point « zéro » au commencement de chaque mesure.

Les deux extrémités du fil résistant sont réunies par des fils de cuivre avec les plots extérieurs isolés A et B, tandis que le contact glissant qui est soumis à des mouvements très rapides se trouve réuni au plot central M par l'intermédiaire de la tête glissante et d'un petit ressort en spirale e . Ce plot central est réuni directement à la boîte, de sorte que l'on évite les perturbations électriques dues aux résistances qui s'opposent au passage du courant entre la tige glissante métallique s et la boîte. La tête glissante est guidée par la grande tige et par une plus petite f , ce qui assure un mouvement rigoureusement parallèle au fil résistant. En outre, la tête glissante n'est pas fixée à la tige mais seulement serrée et peut avoir des mouvements de rotation, ce qui facilite la fixation de la tige.

Pour obtenir un bon contact électrique dans les déplacements petits, grands ou rapides, le fil résistant, qui est latéralement repoussé par le contact glissant en argent, doit être tendu élastiquement à l'avance. Cette tension préalable est réalisée par un ressort à lame p ayant une haute fréquence propre, de sorte que, même dans le cas de mouvements rapides, la pression de contact reste constante. Enfin, pour obtenir une variabilité réelle dans la pression de contact permettant de la régler chaque fois à une valeur optimum déterminée, la tension du ressort à lame est réalisée par une vis q réglable.

Cet indicateur de déplacement nous a rendu bien des services et s'est avéré efficace dans la plupart des cas. Nous avons mesuré des déplacements variant de 0,05 mm jusqu'à 15 mm avec des fréquences allant jusqu'à 500, mais rien n'empêche de l'employer pour des fréquences plus élevées. Sa fréquence propre qui est déterminée par la liaison élastique du ressort p et du fil résistant w est très grande, et en outre elle ne se manifeste pas, pour des déplacements au delà de 0,05 mm et cela parce que ces déplacements se développent dans les amplitudes beaucoup plus basses. Des dérangements peuvent se manifester tout au plus par manque de contact, si le ressort est trop mou pour exercer une pression uniforme. Mais en le renforçant, on peut augmenter sa fréquence.

La figure 32 montre un relevé type de vibrations provoquées par un poids percutant à trois endroits différents. La première déviation correspond à la première percussion de la charge et la deuxième correspond à la deuxième percussion après que la charge a rebondi.

c) Essais de choc.

Les flexions de la voûte ont été observées au moyen de quatre indicateurs mécaniques de vibrations [4] et de trois indicateurs électriques agissant sur un oscillographe. Les indicateurs dynamiques [4] de tensions permettaient la détermination des tensions dans les tirants. Pour constater le comportement élastique de la voûte, elle a été soumise à une série de petits chocs, distribués en correspondance avec les charges statiques (les coups étaient portés par des poids allant jusqu'à 95 kg tombant d'une hauteur de 3 m). Pour les dimensions des corps percutants, voir figure 33. L'observation des flexions a été faite également pour des masses de 650 kg tombant d'une hauteur de 2,30 m (ce qui correspond à peu près à l'énergie d'une masse de 500 kg tombant d'une hauteur de 3 m).

La figure 34 montre les résultats de ces mesures et de celles faites sous des masses de 95 kg tombant de 3 m de hauteur. Dans les deux cas, les chocs s'exerçaient sur la couche de protection placée près de la section médiane. Les flèches calculées suivant les données de l'annexe coïncident assez bien avec les grandeurs mesurées.

Les efforts dans les tirants ont été déterminés aussi bien pour les charges statiques que dynamiques.

Pour la charge statique de 15 t à la clef de la section médiane, on a constaté la distribution suivante :

	TIRANT ARRIÈRE	CENTRAL	AVANT
Surface d'application 20/20 cm	$\sigma = 40,0$	126	78,0 kg/cm ²
Surface d'application 80/80 cm	$\sigma = 38,4$	100	68,4 kg/cm ²

Il apparaît, d'après les mesures relevées au milieu, au quart et sur le devant de la voûte, que les efforts se répartissent entre tous les tirants même sous les coups portés au milieu, comme pour une charge statique. Mais le début de déformation des plaques d'ancrage a révélé une distribution des tensions un peu différente.

Les essais ont démontré que les voûtes en briques se comportent pareillement, en ce qui concerne la distribution des charges et des déformations, qu'il s'agisse de charges statiques ou de chocs. Sur la base de ces constatations, on peut calculer les charges percutantes suivantes :

Choc sur la couche de protection près de la section médiane	Charge équivalente par comparaison des flèches statiques et dyna- miques	Charge équivalente par comparaison des tirants
95 kg de 3,00 m de haut	env. 21 000 kg	env. 27 000 kg
650 kg de 2,30 m de haut	env. 100 000 kg	env. 102 000 kg (σ dans le tirant env. 900 kg/cm ²).

Enfin, on a étudié les chocs d'une bille en fer d'un poids de 1 000 kg qu'on laissait tomber d'une hauteur de 1 m, 2 m, 3 m et 3,70 m. Les derniers chocs n'étaient plus portés sur les poutres en bois mais directement à la clef de la section médiane. Cela a provoqué un commencement visible de destruction. Les plaques d'ancrage de quatre tirants sur les six existants étaient arrachées, et l'écartement des appuis devenu possible se manifestait par trois grandes fissures longitudinales à la clef et aux deux appuis (voir fig. 35-37). En outre, il y avait une série de petites fissures allant du point de percussion aux angles de la voûte.

La limite de la force portante était atteinte avec la chute de 1 000 kg tombant de 3,70 m sur une couche normale de poutres en bois et un remplissage en sable de 9 cm sur béton maigre. Le travail dépensé était d'environ 3,7 tm, ce qui représente, en comparaison de 500 kg tombant de 3 m, une sécurité de 2 1/2. La voûte cependant ne s'était pas écroulée et pouvait encore porter la charge qui avait percuté.

Dans le cas d'une percussion directe sur le béton de protection (d'une épaisseur d'environ 10 cm) la sécurité par rapport au choc précédent n'est plus que de 1. Après avoir

étayé la voûte, on a appliqué des chocs en différents endroits directement sur le béton de protection et sur la construction en briques. Dans le cas de la percussion d'un poids de 650 kg tombant d'une hauteur de 2,30 sur les 10 cm du béton de protection, la voûte a laissé apparaître un commencement de désagrégation plus importante (fissures, éclats jusqu'à la 1/2 brique), mais elle était toujours en état de supporter la charge tombée. Si l'on frappait directement sur la voûte, il suffisait de 95 kg tombant de 3 m de haut pour constater le même effet.

La comparaison des flexions de la voûte éprouvée aux chocs avec les flexions et les charges de rupture de la voûte éprouvée sous charges statiques, comme décrit plus haut, conduit à la conclusion que, si la première voûte était deux fois plus longue, elle supporterait une charge linéaire statique de 130 t.

Par un renforcement des plaques d'ancrage et de leur fixation aux tirants, on augmenterait encore la résistance de la voûte.

B. ESSAIS DE CHOC EXÉCUTÉS PLACE HELVÉTIA

PAR CHUTE D'UNE MASSE.

Pour compléter les indications ci-dessus, nous communiquons quelques résultats d'essais exécutés au temps de l'Exposition de la protection antiaérienne, place Helvétia. Ils sont d'un intérêt général au point de vue du travail de la maçonnerie sous les chocs et donnent des indications sur l'action des couches protectrices.

La résistance de la voûte qui a alors été éprouvée devait être naturellement moindre par rapport aux constructions normales. Cette voûte avait été construite seulement pour l'exposition; elle était trop faible et ne comportait pas de tirants destinés à encaisser les poussées horizontales.

a) Détermination des lignes élastiques.

La construction de l'abri éprouvé ainsi que l'organisation et les résultats des essais statiques sont représentés sur la figure 38; ces essais ont servi de base pour l'appréciation des essais dynamiques.

Le calcul montre que la ligne élastique mesurée à la clef dans le sens transversal de la voûte plate, en raison de l'encastrement aux parements, correspond presque à la ligne élastique d'une poutre encastree, dont le moment d'inertie serait égal au moment d'inertie de la section longitudinale entière de la voûte $(J \approx \frac{1}{12} 230 \times 25^3 \text{ cm}^4)$. Pour $E = 100\,000 \text{ kg/cm}^2$, on obtient alors une flèche calculée de 0,12 mm.

b) Essais de choc.

Le résultat des essais de choc est représenté sur la figure 39 pour les voûtes plates et sur la figure 40 pour les arcs de renforcements. On a surtout étudié l'amortissement du choc par des couches souples intermédiaires.

c) Couches d'amortissement.

Comme couche protectrice, le bois convient parfaitement; les planches sont préférables au bois de sciage

et celui-ci est meilleur que les rondins. La raison en est que le bois de petites dimensions, et particulièrement les planches, sont beaucoup plus écrasées que le bois de sciage et surtout les rondins. Par leur faiblesse, les planches absorbent plus de travail. Pour la même raison, un bon amortissement est réalisé par une couche de planches posées sur du sable et mieux encore par des panneaux compressibles, par exemple en fibre de bois.

Les couches de planches de 5 jusqu'à 10 cm ou de bois de sciage donnent un amortissement de 15 à 20 %. Pour les couches de 10 à 20 cm de planches, planches sur sable ou différentes couches de bois de sciage, l'amortissement est de 20 à 30 %.

Les panneaux flexibles en fibre de bois donnent une réduction de 40 à 50 %. Mais une superposition de panneaux n'augmente pas la réduction, réalisée par un seul panneau de 7,5 cm, tandis qu'avec les planches, la superposition est avantageuse.

d) Charges équivalentes.

L'action momentanée de percussion de charges est très forte. Suivant la formule donnée dans l'annexe, la charge équivalente à la percussion d'un poids de 34 kg tombant de 3 m serait :

$$P = G \frac{\delta_d}{\delta_{st}} = G \left[1 + \sqrt{1 + \frac{2h}{\delta_{st}} \frac{1}{1 + \frac{Q}{G}}} \right] = 11\,000 \text{ kg.}$$

Dans cette formule, on a introduit les résultats des mesures statiques représentées dans la figure 38 :

Flexion élastique à la suite de $G = 34 \text{ kg}$:

$$\delta_{st} = 0,000\,39 \text{ cm.}$$

Largeur active : 1,50 m = largeur d'un rectangle de hauteur δ_{max} qui a la même superficie que celle formée par la ligne élastique longitudinale.

Poids Q de la masse réduite de la voûte :

$$Q \approx \frac{2,30}{3} 1,5 \times 0,25 \times 1\,600 \approx 460 \text{ kg,}$$

on obtient aussi les charges équivalentes qui sont approximativement de même importance que celles choisies d'après les flexions dynamiques δ_d .

De ces mesures statiques on peut déduire pour l'abri examiné que la chute de 500 kg de 3 m de hauteur provoque dans une voûte plate une charge momentanée de 45 t, et dans un arc de renforcement une charge de 8 t si la percussion n'est pas amortie par des couches flexibles de protection. Si la percussion porte sur un arc de renforcement, la grosse masse des voûtes latérales provoque une réduction importante de l'effet produit sur l'arc de renforcement.

e) Modes de rupture.

Un coup direct sur la voûte non protégée porté par une masse de fer de 34 kg d'un diamètre de 17,6 cm tom-

bant de 3 m de haut, a provoqué un poinçonnement partiel (fig. 41). La résistance à l'adhérence du mortier à la brique a été dépassée dans les joints. La charge équivalente était d'environ 13 000 kg. Si l'on suppose une répartition des efforts à 45° à partir du périmètre de la charge percutante jusqu'au niveau de l'axe de la voûte, l'effort de cisaillement calculé à l'endroit du poinçonnement est :

$$\tau = \frac{3}{2} \frac{13\,000}{\pi(17,6 + 25) 25} = 5,8 \text{ kg/cm}^2,$$

ce qui concorde bien avec les expériences sur les matériaux rapportées au début de ce chapitre.

Dans le cas de la percussion d'un bloc de fonte de 650 kg tombant d'une hauteur de 2,55 m sur une couche de bois de sciage au-dessus d'une voûte plate, on a constaté des écrasements à la suite d'une résistance insuffisante à la poussée horizontale (fig. 42 et 43). Des fissures pénétrantes et ouvertes sont apparues dans la voûte et dans les murs d'appui.

Le choc direct et sans amortissement d'un bloc d'acier coulé de 108 kg tombant de 3 m sur l'arc de renforcement a provoqué une fissure dans le joint à la clef.

f) Chocs sur les murs.

Dans la construction des abris, on se demande souvent quelle résistance opposent les murs de maçonnerie normale aux coups portés par les débris tombant de biais après avoir frappé d'autres parties du bâtiment. Pour se faire une idée à ce sujet, on a porté des coups latéralement sur les murs en briques avec des poids suspendus comme des pendules et on a déterminé quelle doit être l'énergie des chocs pour provoquer les premières destructions. Les fissurations ont commencé pour des flèches de 3 mm environ.

La figure 44 montre un oscillogramme caractéristique d'un mur de 13,5 cm (compris 1,5 cm d'enduit intérieur). Masse percutante : 230 kg; longueur du pendule : 448 cm; déviation de la position verticale avant le coup : 80 cm. Pour des flèches de 5 à 6 cm la fissuration devient très forte. On voit sur les figures 45 à 50 les chocs qui provoquent le poinçonnement et un commencement de destruction. Il est à remarquer que même les coups portés à proximité des fenêtres et des portes ne provoquent pas la chute de parties importantes de maçonnerie. Un poinçonnement local a toujours eu lieu. Il se manifestait par formation d'un cône tronqué de 40 à 60° d'angle repoussé à l'intérieur de l'abri. La surface réelle de poinçonnement concordait donc avec l'hypothèse habituelle, suivant laquelle la répartition des efforts se fait à 45° à partir de la surface d'application jusqu'au milieu de la paroi.

L'énergie nécessaire pour poinçonner le mur en briques, rapportée à la surface de poinçonnement F est à peu près constante :

$$S = 4F \\ \text{cm. kg} = \text{kg/cm. cm}^2$$

Ainsi, il faut relativement peu d'énergie pour poinçonner les murs en maçonnerie normale.

C. EXPLOSIFS.

Il était intéressant pour les abris de défense passive d'étudier un mode spécial de sollicitation par choc, à savoir l'effet sur une voûte de l'explosion de charges libres. On a examiné une voûte construite suivant les indications de l'architecte G. SCHINDLER, pour une résistance renforcée contre l'explosion de bombes à proximité ou des coups directs de bombes de petit calibre. La figure 51 montre la construction du modèle de voûte qui a été exécuté en maçonnerie de briques à l'échelle 1/3 avec mortier de ciment 1 : 4 (Résistance des briques à la compression 340 kg/cm², à la flexion 57 kg/cm²). Sur la voûte était disposée une couche d'amortissement en pierres poreuses (résistance : 50 à 100 kg/cm²), puis une couche de béton (résistance : 300 kg/cm²) armé de grillage.

Une charge d'explosif de 1 kg posée librement a provoqué un entonnoir de 36-50 cm de diamètre et 7 cm de profondeur avec de nombreuses fissures ramifiées (fig. 52 et 53). A l'intérieur, quelques morceaux de briques avaient été projetés. Les tirants n'ont pas subi de déformations permanentes.

Une charge de 2 kg a donné un entonnoir de 56-58 cm de diamètre et 15 cm de profondeur. Du centre de l'explosion vers les appuis se sont formées de grandes fissures ouvertes. La voûte en briques a été percée et les briques arrachées dans un rayon de 70 cm. Le réseau d'armatures est resté intact, ce qui a empêché le béton désagrégé de tomber. Les tirants ont subi un effort au delà de la limite d'élasticité et sont restés allongés de 1/2 cm.

Une charge de 3 kg a donné un entonnoir de 85 cm de diamètre (fig. 54). Le réseau d'armatures était déchiré, la voûte complètement percée et les pierres projetées sur une surface d'environ 1 m². Ces pierres projetées ont fortement plié un tirant de 20 mm. L'allongement permanent des tirants les plus proches de l'explosion a été de 1 cm.

Nous ne pouvons pas nous étendre ici sur les complications qui interviennent dans la transposition à d'autres échelles des résultats des essais sur maquette. Comme indication sur l'ordre de grandeur, on peut dire que dans une voûte n fois plus grande, des désagréations semblables du côté de la charge pourraient être provoquées par une charge n^3 fois plus grande, tandis que pour produire des désagréations semblables, c'est-à-dire n fois plus grandes, à l'intérieur de la voûte, il faudrait une charge à peu près n^2 fois plus grande.

4. Résultats les plus importants des essais et des calculs.

A. MATÉRIAUX.

Avec des claveaux ou des briques normales de 300 kg/cm² de résistance moyenne à la compression et un mortier de ciment 1 : 4 dont la résistance à la compression dépasse 65 kg/cm², on exécute sur le chantier de la maçonnerie de voûte qui donne après 1 mois une résistance à la compression de 125 kg/cm² au moins et en moyenne

150 kg/cm²; la résistance à la flexion dépasse 15 kg/cm²; dans le cas de poinçonnement, la résistance au cisaillement dépasse 5 kg/cm². Une augmentation de résistance au cisaillement due à l'effet de voûte n'a pas été constatée dans les limites des dimensions soumises aux essais.

Sous les efforts brusques, la résistance n'est pratiquement pas supérieure à celle observée sous l'effort statique.

Dans la construction des abris, si l'extrados des voûtes n'est pas protégé par une couche élastique, par exemple un plancher en bois, il faut préférer les briques en clavées parce que l'adhérence le long des joints est faible.

Le module d'élasticité de la maçonnerie décrite ci-dessus est environ $E = 100\,000$ kg/cm².

Puisque les déformations augmentent quand on s'approche de la rupture et que le module d'élasticité sous les grands efforts diminue, la sécurité calculée est plus grande dans les efforts excentrés. De ce fait, les contraintes de compression admissibles peuvent être plus grandes au bord qu'au centre des sections (voir fig. 1).

B. TRAVAIL DES VOUTES.

Les appuis ne restent fixes que sous des charges très petites et on a alors le cas d'une voûte encastrée.

Quand les charges sont plus importantes, les tirants commencent à agir et les appuis subissent une rotation dans une mesure que l'on peut facilement estimer par l'allongement des tirants. Dans les voûtes encastrées élastiquement, la ligne de pressions est plus raide et se déplace en même temps vers le bas. On peut constater en suivant les indications du paragraphe II de l'annexe, que la ligne des pressions ne peut rester dans le noyau central de la section qu'à la condition de donner aux tirants des dimensions exagérées ou de les rendre rigides en les entourant de béton.

Dès que la ligne des pressions s'approche de la surface de la voûte en un ou plusieurs points, la résistance à la compression est à peu près atteinte et les déformations permanentes apparaissent, de sorte que les points où les efforts sont les plus prononcés agissent comme rotules. Par suite, si la charge augmente, des articulations successives peuvent se former, et dans le cas d'une grande flèche, l'arc devient instable, avec quatre ou cinq articulations.

Le calcul de l'état de rupture peut donc être fait comme pour un arc à trois rotules, mais la position des articulations où passe la ligne des pressions minima ne peut pas être choisie arbitrairement. Elle est déterminée par le comportement élastique de la voûte et des appuis, ainsi que par la disposition de la charge. Cette position peut être suffisamment appréciée si l'on tient compte des propriétés des lignes des pressions traitées dans l'annexe.

C. DISTRIBUTION DES CHARGES.

La distribution des charges linéaires peut être supposée à 45° jusqu'à la surface médiane de la voûte, en concordance avec le comportement réel.

La même distribution est applicable dans le cas de charges concentrées dans le sens de la portée de la voûte,

tandis que dans l'autre sens, la distribution peut être calculée d'après les indications suivantes. Suivant le paragraphe III de l'annexe, dans le sens transversal des voûtes, les charges concentrées se distribuent sur une longueur donnée par la formule

$$b = 2 \sqrt{\frac{4EJ_z \delta}{P}}$$

qui suppose que la distance de la charge concentrée au bord de la voûte est plus grande que $\frac{b}{2}$. Dans la formule ci-dessus δ , est la flèche d'une bande de voûte dont la largeur est égale à l'unité de longueur, sous la charge linéaire P par unité de longueur. EJ_z est la rigidité de toute la section longitudinale active de la voûte, donc pour une voûte encastrée dont l'arc est de longueur l' et d'épaisseur d :

$$EJ_z = E \frac{l'^3}{12}$$

Puisque dans les voûtes à tirants la flèche est due au déplacement des appuis, il faut prendre ici pour valeur de EJ_z la rigidité de la voûte + la rigidité des semelles d'appui ($\Sigma E_q J_q$). Si l'on néglige la flexion consécutive à la déformation du matériau de la voûte vis-à-vis de la flèche due à l'allongement des tirants et si l'on suppose que la distance de la charge concentrée au bord de la voûte est plus grande que la moitié de la largeur de distribution, on obtient :

$$b = 2 \sqrt{\frac{\Sigma (E_q J_q) l^3}{4 E_e f_0^2 f_e}}$$

l = ouverture (portée dans œuvre);
 f_0 = flèche de la ligne des pressions;
 f_e = section des tirants par unité de longueur;
 E_e = module d'élasticité des tirants.

Pour les voûtes avec tirants dont la flèche est due surtout à la flexion latérale des semelles d'appui, les largeurs de distribution à la clef et au 1/4 de la portée peuvent être calculées de la même manière.

Les largeurs de distribution indiquées plus haut sont également applicables aux voûtes de largeur quelconque contreventées ou encastrées aux parements.

Quand la voûte n'est pas contreventée aux parements, il faut prendre une largeur b' beaucoup plus petite pour les charges au bord. Puisqu'une charge ne peut pratiquement pas se trouver sur le bord théorique, la largeur sera approximativement :

$$b' \approx \frac{b}{3}$$

D'une manière générale, pour les épaisseurs ≥ 38 cm on peut négliger le calcul des efforts dans le sens transversal.

Les largeurs de distribution calculées d'après les données ci-dessus sont plus grandes que celles indiquées à la suite des essais anciens. Les calculs faits suivant les dernières indications présentent donc une sécurité plus grande.

La distribution des charges dans le sens transversal, exposée ci-dessus, n'est réalisable dans la pratique qu'à la condition que les forces internes puissent être transmises dans la direction transversale sans dépasser les limites de résistance. Ce qui doit être vérifié suivant les indications du paragraphe E.

D. EFFET DE CHOC.

a) Chute d'une masse.

Suivant le paragraphe IV de l'annexe, la force instantanée provoquée par la chute de décombres, ou charge équivalente est :

$$P = G \left[1 + \sqrt{1 + \frac{2h}{\delta_{st}} \frac{1}{1 + \frac{Q}{G}}} \right]$$

ou approximativement pour les hauteurs de chute > 2 m

$$P \approx G \sqrt{\frac{2h}{\delta_{st}} \frac{G}{G + Q}}$$

où :

G = poids du morceau de décombres tombant d'une hauteur h ;
 δ_{st} = flexion statique sous cette charge (à calculer suivant les paragraphes II et III de l'annexe).

Q = poids de la masse réduite de la voûte, égale à peu près à 2/5 du poids d'une bande de voûte de la largeur de distribution calculée au paragraphe C.

La charge équivalente, qui doit remplacer l'action instantanée d'un bloc de décombres de 500 kg tombant de 3 m de hauteur est cinq à sept fois plus grande que celle donnée par les instructions officielles pour les abris [6] (100 t au lieu de 15 à 20 t), et ceci en raison de la grande rigidité des voûtes en briques même si le choc est amorti par une couche de bois. D'autre part, les essais ont révélé une sécurité à la rupture qui est bien supérieure à celle adoptée dans les mêmes instructions. Il en résulte que la sécurité des voûtes prévues par ces Instructions doit être considérée comme très grande.

Les essais ont montré que pour poinçonner les voûtes et les murs en maçonnerie de briques, il faut une énergie de chute rapportée à la surface de cisaillement d'environ 4 kgcm/cm².

b) Explosifs.

Sous l'effet des explosions, les éclats projetés sont plus importants dans le cas de voûtes en briques que dans le cas de dalles en béton armé. On peut remédier à la projection de morceaux de briques et aux dangers qui en résultent par un coffrage en bois fortement ancré ou par un enduit en ciment armé d'un grillage serré, fortement ancré dans la maçonnerie. Dans ces conditions, on peut admettre pour les abris protégés des coups directs une épaisseur totale (béton de recouvrement + couche intermédiaire + voûte en briques) équivalente à celle prévue pour les planchers en béton légèrement armés. Mais l'épais-

seur des couches : briques + argile cellulaire ne doit cependant pas dépasser 1/3 de l'épaisseur du béton de protection et en même temps la voûte en briques doit avoir au moins 25 cm d'épaisseur. On doit prendre en considération ces dimensions minima dans la préparation des projets de voûtes prévues comme protection contre l'action des coups directs des bombes et l'effet de leur explosion [5].

E. CONTRAINTES ET RUPTURE.

Pour une flèche de voûte déterminée l'effort dans la voûte est minimum, quand l'axe de la voûte ⁽¹⁾ est choisi de telle manière que son écart moyen avec la ligne des pressions soit minimum.

Les contraintes les plus fortes des fibres extrêmes apparaissent sous charge latérale. La longueur à charger est toujours déterminée par la condition que les lignes des pressions (de toutes les parties de la charge la plus défavorable) doivent passer du côté du point du noyau se trouvant à l'opposé de la fibre extrême étudiée de la voûte (voir l'annexe). Pour les petites voûtes, on peut se contenter d'étudier le cas de la surcharge utile latérale. La position moyenne des lignes des pressions, c'est-à-dire l'axe le plus favorable de la voûte, est alors la position moyenne des deux lignes des pressions pour les charges de gauche et de droite; cela donne la ligne des pressions pour le poids propre avec demi-charge utile répartie sur toute la portée.

Si l'emplacement de la ligne des pressions et la grandeur de la poussée horizontale sont déterminés correctement (par exemple suivant les méthodes indiquées dans l'annexe), les tensions aux fibres extrêmes sont à calculer comme suit :

a) Contraintes dans les fibres extrêmes (Compression positive).

$$\begin{aligned} \sigma \text{ en haut} &= \frac{H}{\cos \varphi} \left(\frac{1}{F} \pm \frac{e}{W} \right) = \frac{H}{F \cos \varphi} \left(1 \pm \frac{6e}{d} \right) = \frac{M_0}{W} \\ \sigma_0 &= \frac{H_u}{W} \quad \sigma_u = \frac{H_o}{W} \end{aligned}$$

avec les notations suivantes :

H = poussée horizontale;

φ = angle d'inclinaison de l'axe de la voûte;

e = excentricité de la ligne des pressions, mesurée verticalement à partir de l'axe de la voûte; elle est positive si la ligne des pressions passe plus haut que l'axe;

M_u = moment par rapport au point inférieur du noyau;

M_0 = moment par rapport au point supérieur du noyau. Les distances des points extrêmes du noyau dans une section rectangulaire sont : $\pm \frac{h}{6}$ à partir de l'axe de la voûte;

⁽¹⁾ L'axe de la voûte est le lieu géométrique des centres de gravité des sections transversales.

- $F = bd$ = section de la voûte;
- $W = \frac{bd^2}{6}$ = module d'inertie de la section de voûte;
- u = distance verticale entre la ligne des pressions et le point extrême inférieur du noyau;
- o = distance verticale entre la ligne des pressions et le point extrême supérieur du noyau.

Suivant les résultats des essais, on peut admettre une distribution à 45° des charges concentrées jusqu'à l'axe de la voûte.

b) *Contraintes de cisaillement.*

Les efforts de cisaillement qui apparaissent à la fibre neutre sous l'effet de flexion sont négligeables dans la voûte; par contre, sous les charges concentrées se manifeste l'effet de poinçonnement.

Suivant les indications résultant des essais, la surface de cisaillement est déterminée par la distribution de la charge à 45° jusqu'au milieu de l'épaisseur de la voûte.

Dans les voûtes minces de petite largeur contreventées aux parements, il faut encore vérifier la transmission des efforts de cisaillement dans le sens transversal. Cela peut se faire dans l'hypothèse la plus défavorable, c'est-à-dire si l'on néglige l'effet de voûte, en admettant que dans le sens transversal, les voûtes travaillent comme des poutres. Une étude plus serrée pourrait être faite suivant la théorie des poutres appuyées élastiquement sur toute leur longueur (voir l'annexe et bibliographie).

c) *Flexion transversale.*

La distribution des charges concentrées examinée dans le paragraphe C suppose une transmission de moments fléchissants dans le sens transversal. En développant la théorie de distribution mentionnée dans l'annexe, on trouve que pour n'importe quelle position de charge, dans le cas de voûtes de largeur quelconque et contreventées aux parements d'une manière quelconque, le moment fléchissant transversal ne dépasse pas la valeur suivante :

$$M_q = \frac{Pb}{6}$$

dans laquelle b est la largeur de distribution de la charge concentrée P suivant l'indication du paragraphe C.

En concordance avec la théorie, ce moment fléchissant sera pris par toute la section longitudinale de la voûte qui participe à la déformation; cette section a un module d'inertie approximatif de :

$$W_q = \frac{2 \sum J_q}{d}$$

La tension maximum de flexion transversale est :

$$\sigma_{\max} = \frac{M_q}{W_q}$$

Le calcul à la suite des essais a montré que ce n'est pas la tension maximum de flexion transversale sous la charge concentrée qui est dangereuse pour la résistance transversale, mais une tension moyenne de flexion σ_m en raison de la déformabilité plastique de la maçonnerie. Pour la voûte à tirants, on a une valeur approximative de :

$$\sigma_m = \frac{M_q}{2W_q}$$

Une confirmation expérimentale de ce résultat préliminaire serait souhaitable.

d) *Dépassement de la résistance à la traction.*

La ligne des pressions ne coïncide avec l'axe de la voûte que sous une charge utile déterminée. Si la charge augmente, l'excentricité augmente également et les lignes des pressions sortent finalement du noyau central. Pour un rectangle, elles sortent du tiers moyen et alors apparaissent les tractions. La résistance à la traction du mortier est généralement petite. Quand elle est dépassée dans la voûte non armée ce n'est qu'une partie de la section qui participe au travail de la compression. Une compression maximum apparaît à la fibre extrême la plus proche de la ligne des pressions :

$$\sigma_{\max} = \frac{2H}{3b \left(\frac{h}{2} - \Delta y \right)} = \frac{2H}{3b\Delta}$$

où

h = épaisseur de la voûte mesurée verticalement;

Δy = excentricité de la ligne des pressions mesurée verticalement;

Δ = distance verticale entre la ligne des pressions et la fibre extrême de la voûte;

b = largeur active de la voûte.

e) *Rupture.*

Puisque les parties de la voûte qui se trouvent à proximité des fissures sont déchargées, les fissures ont d'abord peu d'influence sur les déformations élastiques (voir § II, 1 D Essais).

Le calcul statique exécuté d'après les déformations élastiques est donc également valable après la formation des fissures.

Si la fissuration augmente, la rigidité des zones affaiblies va diminuer et le moment d'inertie diminuera en s'approchant de la valeur :

$$J^* = \frac{9}{2} e \left(\frac{d}{2} - e \right)^2$$

où

d = épaisseur de la voûte;

e = excentricité de la ligne des pressions mesurée perpendiculairement à l'axe de la voûte.

Suivant les observations faites pendant les essais et d'après les conditions d'élasticité exposées dans l'annexe, la diminution locale du moment d'inertie provoque un déplacement du centre de gravité des valeurs $\frac{Mds}{EJ}$ vers les points affaiblis. A la formation des fissures, la ligne des pressions se trouve comme attirée par elles, et l'excentricité de la ligne des pressions sera maintenue aux endroits de forte fissuration. Dans ce sens, l'étude précise confirme la « malice du matériau » dont on se moquait et que déjà CULMANN avait reconnue [14].

Dès qu'en certains points, déterminés par le comportement élastique de la voûte intacte, les tensions aux fibres extrêmes atteignent des valeurs qui provoquent des déformations permanentes (suivant le diagramme des tensions et des déformations), ces points agissent comme articulations. Ainsi qu'on peut facilement le prouver, l'augmentation de l'angle de rotation de flexion spécifique a une action beaucoup plus grande sur le comportement statique que la compression spécifique elle-même.

Si donc une connaissance précise du comportement statique des voûtes permet de donner les points des tensions maxima, l'étude de voûtes à une, deux ou trois articulations figurant à l'annexe expose nettement le processus de rupture. Et ceci s'est révélé exact d'après les essais aussi bien pour les déformations locales que pour la flexion totale.

Il faut remarquer qu'une voûte à grande flèche en état de rupture peut dégénérer en une voûte à quatre ou cinq articulations qui est naturellement instable. La loi de projections linéaires exposée dans l'annexe montre bien que les voûtes à grande flèche ont un degré de sécurité moindre que celles à petite flèche lorsque l'on dépasse la charge utile.

Si les culées sont rigides, la maçonnerie de voûte peut être utilisée jusqu'à la rupture. Vers la rupture, le caractère du diagramme tensions-déformations change; la ligne limitant la grandeur des tensions, de droite qu'elle était, devient courbe; les tensions deviennent plus uniformes, d'où une augmentation de résistance.

La sécurité à la rupture des voûtes à tirants est surtout conditionnée par la section des tirants.

Si l'on a prévu pour les tirants les tensions normales admissibles, des fissures se produiront dans la voûte non armée dès la mise en tension des tirants travaillant sous la charge utile. Cependant la voûte continue à travailler élastiquement jusqu'au moment où, par suite de l'augmentation des charges, les pressions dans quelques joints de rupture s'approchent de l'écrasement et où ces points agissent comme articulations.

Dans presque toutes les voûtes, la rupture a été provoquée par l'arrachement des plaques d'ancrage qui doivent donc être prévues plus largement.

Dans le cas des voûtes non armées de flèche élevée, on doit étudier avec une attention particulière les lignes de pressions qui sont tributaires des déformations d'appui.

f) Sécurité.

On voit que la sécurité d'une voûte est conditionnée par l'excentricité grandissante de la ligne des pressions par suite de l'augmentation de la charge plutôt que par le choix du taux de travail des matériaux.

Ainsi la sécurité d'une voûte doit être appréciée en tenant compte simultanément :

α) du choix des contraintes admises, qui donne la sécurité n_1 par rapport à la contrainte que provoquent le poids propre et la charge utile.

β) de la sécurité par rapport à l'augmentation de la charge utile seule (n_2).

Sous la charge excentrée, le changement de la forme du diagramme tensions-allongements (de rectiligne à curviligne) donne une augmentation de sécurité contre la rupture. Ceci prouve l'utilité de déterminer les sécurités par rapport à la résistance à l'écrasement comme cela sera indiqué dans le paragraphe suivant.

5. Données relatives au calcul des voûtes et murs en briques dans les bâtiments et les abris de défense passive.

La qualité des briques et du mortier doit au moins correspondre aux spécifications des « Normes provisoires S. I. A. pour le calcul et l'exécution des maçonneries en pierres naturelles et artificielles, 1942 » ⁽¹⁾.

Pour une maçonnerie de briques au mortier de ciment au dosage minimum 1 : 4 les recherches exécutées permettent de considérer comme admissibles les coefficients de sécurité suivants :

	BÂTIMENTS	ABRIS
Compression au centre de gravité...	$n \approx 6$	$n \approx 3$
Compression à la fibre extrême...	$n \approx 4$	$n \approx 2$

coefficients se rapportant au poids propre + la surcharge utile, ou bien à la surcharge utile seule.

Les coefficients réduits pour les abris sont valables exclusivement pour les charges catastrophiques lors de bombardements aériens (charges par débris, souffle d'explosion, etc.). Pour les surcharges correspondant au cas d'utilisation des abris comme éléments ordinaires des bâtiments, les coefficients ordinaires sont valables.

Si l'on désigne par :

n le coefficient de sécurité correspondant à une application et à une forme de travail déterminées (tension au centre de gravité ou à la fibre extrême);

σ_g la contrainte due au poids propre et à la surcharge fixe;

σ_p la contrainte due à la surcharge utile et aux surcharges à prévoir pour abris;

σ_{np} la contrainte due à la surcharge utile multipliée par n ;

β_d la résistance de la maçonnerie.

⁽¹⁾ Normes S. I. A. N° 113. Édition française.

les contraintes dans une partie quelconque de la construction doivent satisfaire aux conditions suivantes :

$$n(\sigma_g + \sigma_p) < \beta_d$$

$$\sigma_g + \sigma_{np} < \beta_d$$

La résistance des piliers en maçonnerie dont le volume dépasse $38 \times 38 \times 60$ cm doit, après 28 j de durcissement, dépasser les valeurs indiquées ci-dessous. La vérification est à faire une fois pour la maçonnerie normale au ciment dans chaque catégorie de pierre; pour la maçonnerie de qualité supérieure, elle est à faire chaque fois par des essais préalables.

MAÇONNERIE AU MORTIER DE CIMENT
(Dosage minimum 1 : 4 volume)

	normale	qualité supérieure
Résistance de la maçonnerie $\beta_d >$	100 kg/cm ²	160 kg/cm ²

Contraintes admissibles pour la maçonnerie de briques au mortier de ciment :

	BATIMENTS MAÇONNERIE		ABRIS MAÇONNERIE	
	qualité normale kg/cm ²	qualité supérieure kg/cm ²	qualité normale kg/cm ²	qualité supérieure kg/cm ²
Compression au centre de gravité.....	16	25	35	50
Compression à la fibre extrême.....	23	35	50	70
Cisaillement et poinçonnement.....	1	2	3	3
Flexion (maçonnerie appareillée).....	4	5	8	10
Tirant en acier normal....	1 400		2 000	

Pour les piliers élancés en maçonnerie dont la hauteur libre est h et la plus petite dimension de la section d si $h > 10d$ les taux de travail au centre de gravité doivent être diminués de :

$$\left(\frac{h}{d} - 10\right)$$

Les pressions à la fibre extrême ne doivent pas dépasser les pressions au centre multipliées par 1,4.

Les contraintes maxima provoquées par la combinaison la plus défavorable des charges simultanées ne doivent pas dépasser les contraintes admises. De même, le produit $\frac{1}{n} \times$ (contrainte due au poids propre + n fois la contrainte due à la surcharge) doit être plus petit que la contrainte admise. Les contraintes à la fibre extrême doivent être calculées sans prendre en considération la résistance à la traction. Le module d'élasticité de la maçonnerie de brique est en moyenne : $E = 100\,000$ kg/cm².

Quand, pour les grandes voûtes à culées rigides, on voudra examiner l'influence de la variation de température, on pourra admettre le coefficient de dilatation linéaire $\alpha = 5 \times 10^{-6}$ sous condition de vérifier par des essais les propriétés de la maçonnerie utilisée.

Dimensions à adopter pour la construction des abris en briques.

On prendra comme bases les documents suivants :

— « Instructions pour construction des abris simples », 1939. Département fédéral militaire. Service de la défense passive (1).

— « Instructions techniques pour la protection anti-aérienne des constructions », 1939. Commission fédérale de la Défense passive (2).

— « Bases de calculs pour la protection contre les effondrements établies par le L. F. E. M. en liaison avec le V. E. S. I. et le B. L. Z. », 1941. Édité par le Bureau de défense passive de la ville de Zurich [40] (3).

Les grandes charges instantanées qui se manifestent sous le choc de grandes parties de bâtiments percutant sur les constructions rigides ont été remplacées limitativement dans les Instructions techniques (2) par des charges équivalentes de 15 et 20 t. Pour garder l'uniformité, ces charges ont été maintenues dans le dimensionnement des abris parce que les essais ont prouvé une bonne sécurité contre les chutes de pièces de 500 kg de 3 m de hauteur si la percussion est amortie par une couche intermédiaire élastique, une rangée de poutres de bois par exemple.

Le calcul a été fait pour une voûte en briques recouverte dans sa partie centrale d'une couche de béton de protection (Voir fig. 55, où est également représentée la ligne des pressions pour poids propre + charge équivalente dans le 1/4 de la portée). Si les reins de la voûte sont remplis de béton et la couche de béton partout renforcée, la sécurité augmente généralement. La preuve peut en être faite suivant les données réunies dans l'annexe. On a supposé que le plancher au-dessus de la voûte avait au moins 20 cm d'épaisseur et qu'il transmettait les charges dans la direction de la portée au cas où les reins n'étaient pas remplis.

S'appuyant sur les méthodes indiquées dans l'annexe, on a vérifié pour un grand nombre de voûtes si elles présentaient la sécurité requise. Les limites des dimensions pour lesquelles une vérification spéciale de sécurité n'est pas nécessaire sont reconnaissables par les traits pleins sur les diagrammes des figures 56, 57 et 58. Ceci est valable aussi bien pour les charges dues à l'effondrement que pour les charges équivalentes.

Les lignes pointillées correspondent aux dimensions dans le cas où la position de la ligne des pressions peut être dangereuse en raison de la forme des voûtes ou des constructions disposées au-dessus. Dans ce cas, il faut une vérification spéciale.

Pour faciliter le choix de dimensions dans les diagrammes des figures 56-58, on a indiqué, pour chaque cas, la poussée horizontale et la réaction verticale maxima d'appui rapportées au mètre linéaire de largeur de voûte, de sorte

(1) Anleitung zum Erstellen einfacher Schutzräume, 1939.

(2) Technische Richtlinien für den baulichen Luftschutz, 1939.

(3) Berechnungsgrundlagen für Einsturzsicherheit.

que le choix de tirants et des dimensions de poutres d'appui ne présente pas de difficulté.

Le calcul a été fait par les ingénieurs M. E. DIEBOLD et E. HERZIG de la manière suivante :

Unités kilogramme et centimètre.

b_1 = largeur de distribution de la charge équivalente P dans la direction de la portée, charge dont la surface d'application est un cercle de 25 cm.

Par exemple, pour un plancher de 20 cm d'épaisseur sur une voûte de 25 cm, on a :

$$b_1 = 25 + 2 \times 20 + 25 = 90 \text{ cm};$$

b = largeur de distribution dans le sens transversal.

On a :

$$b = 2 \sqrt[4]{\frac{(E_q J_q) l^3}{4 E_e f_0^2 f_e}} \text{ (suivant § 4 C).}$$

Si l'on calcule la section f_e des tirants pour la poussée horizontale due à la charge équivalente en négligeant le poids propre et choisissant comme contrainte admissible 2000 kg/cm^2 on a, après introduction des résultats dans la formule précédente :

$$b = 31,8 \sqrt[3]{\frac{(E_q J_q) l^2}{P E_e f_0}}$$

où :

E_e est le module d'élasticité du fer

et

$\Sigma(E_q J_q)$ = la rigidité totale de la section longitudinale de la voûte y compris celle des poutres d'appui.

D'après la vérification de différents exemples, on peut écrire pour une voûte de portée l et d'épaisseur d :

$$\Sigma E_q J_q = c l d^3 E_B$$

où l'on a :

$E_B = 100\,000 \text{ kg/cm}^2$ = module d'élasticité de la maçonnerie;
 c = constante. Pour la section de poutre d'appui donnée dans la figure 55 $c = 0,17$.

Comme valeur moyenne de la flèche f_0 de la ligne des pressions, les calculs ont donné : $f_0 = 0,9f$, où f est la flèche à l'axe de la voûte.

Après les simplifications ci-dessus, on obtient la largeur de distribution dans le sens transversal :

$$b = 6,6 l d \sqrt[3]{\frac{1}{f P}}$$

La poussée horizontale maximum, due à la charge équivalente P pour un poids propre moyen de g par centimètre carré de la voûte et du béton de remplissage sera :

$$H_{p+g} = \frac{P}{4 f_0 b} \left[l - \frac{b_1}{2} \right] + \frac{g l^2}{8 f} \text{ kg/cm.}$$

Par exemple, pour une voûte de 25 cm d'épaisseur, on a : $g = 0,05 \text{ kg/cm}^2$. Si l'on introduit dans l'équation ci-dessus les valeurs trouvées précédemment, on a pour une voûte de 25 cm :

$$H_{p+g} = \frac{1}{594} \sqrt[3]{\frac{P^4}{f^2}} \left(1 - \frac{45}{l} \right) + \frac{0,05 l^2}{8 f}$$

D'autre part, la poussée horizontale due à une surcharge uniforme p provenant des débris serait pour une voûte de 25 cm :

$$H_{p+g} = \frac{0,05 + p}{8 f} l^2$$

Pour déterminer la limite à laquelle la poussée horizontale due au poids des débris + le poids propre serait plus grande que la poussée horizontale due à la charge équivalente + le poids propre, il faut égaliser les deux expressions. On a alors pour cette limite l_w , dans le cas de voûte de 25 cm, l'équation suivante :

$$\frac{l_w^3}{l_w - 45} = \frac{P^{4/3} f^{1/3}}{74,2 p}$$

La réaction d'appui maximum due à la charge équivalente + le poids propre est :

$$A_{p+g} = \frac{P}{2b} + \frac{g l}{2}$$

En introduisant la largeur de distribution déterminée auparavant on a, par exemple, pour la voûte de 25 cm :

$$A_{p+g} = \frac{\sqrt[3]{P^4 f}}{330 l} + \frac{0,05 l}{2}$$

La réaction d'appui maximum due au poids des débris uniformément réparti p + le poids propre :

$$A_{p+g} = \frac{p + 0,05}{2} l$$

Pour les autres épaisseurs de voûte, le calcul a été réalisé d'une manière analogue.

Suivant le paragraphe précédent 4, E , c la contrainte moyenne dans le sens transversal est :

$$\sigma_m = \frac{M_q}{2 W_q} = \frac{P b d}{24 \Sigma J_q}$$

d'où l'on tire, avec les valeurs de b et de ΣJ_q données ci-dessus :

$$\sigma_m = \frac{1,6}{d} \sqrt[3]{\frac{P^2}{f}}$$

Si la contrainte admissible à la flexion ne doit pas être dépassée, la flèche de la voûte ne doit pas être plus petite que :

$$f_{\min} = \frac{P^2}{(0,62 d \sigma_{\text{adm}})^3}$$

Les limites entre lesquelles il faut vérifier la flexion transversale dans les voûtes en briques avec tirants ont été indiquées dans le texte qui accompagne les diagrammes de dimensions. Ordinairement, ce calcul n'est nécessaire que pour les voûtes de $d \leq 25$ cm.

* *

Les murs de pourtour en briques des abris doivent avoir les épaisseurs minima suivantes :

Au-dessus du sol	50 cm
Enterrés	38 cm

Les murs de pourtour intérieurs ou les murs de refend doivent avoir au moins 38 cm. Exceptionnellement, on peut admettre des murs de 25 à l'intérieur s'ils sont pourvus

d'un enduit en ciment grillagé, ou d'un revêtement en bois solidement fixé.

L'épaisseur minimum des voûtes est 25 cm.

* *

Au cours des recherches, la grande sécurité que procurent les voûtes supportant les charges réparties, concentrées ou instantanées, a été prouvée par des essais. Les recherches ont fourni les éléments des formules simplifiées. Celles-ci permettent de se rendre compte sans grands calculs des influences qui agissent sur les contraintes et la sécurité des voûtes en berceau et d'en tenir compte avec une approximation aussi poussée que l'on voudra. Tenant compte de l'intérêt que les constructeurs portent au calcul des voûtes, on a exposé dans l'annexe d'une manière aussi élémentaire que possible le développement des méthodes simplifiées.

CONDUITE DES ESSAIS
ÉTUDE THÉORIQUE ET RÉDACTION
DU RAPPORT

Dr. Ing. A. VOELLMY

Réalisation des Essais
et Exploitation des Résultats expérimentaux

Ingénieur diplômé M. E. DIEBOLD

Ing. dipl. E. HERZIG

Ing. Dipl. A. RYCHNER

Chimiste dipl. W. RIMATHE

Mesures à l'oscillographe : Physic. dipl. W. WEHRLE

III. — FIGURES RELATIVES AU RAPPORT PRINCIPAL A

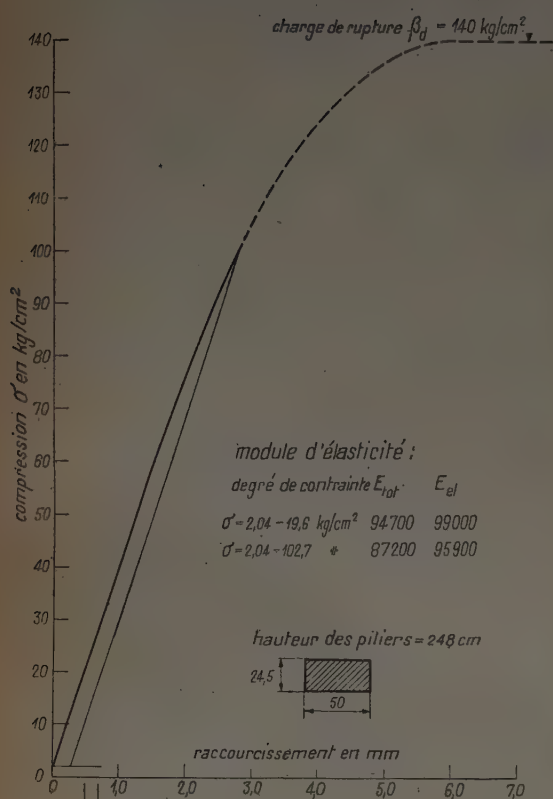


FIG. 1. — Courbe compression-raccourcissement de la maçonnerie.
Briques perforées normales,
mortier de ciment Portland 1 : 4 en volumes, âge environ 1 mois

Résultats d'essais sur les voûtes en briques.



FIG. 3. — Essai statique des voûtes. Mesure des déformations.
Au premier plan :
Voûte en claveaux après la rupture; fissure transversale à la clef.

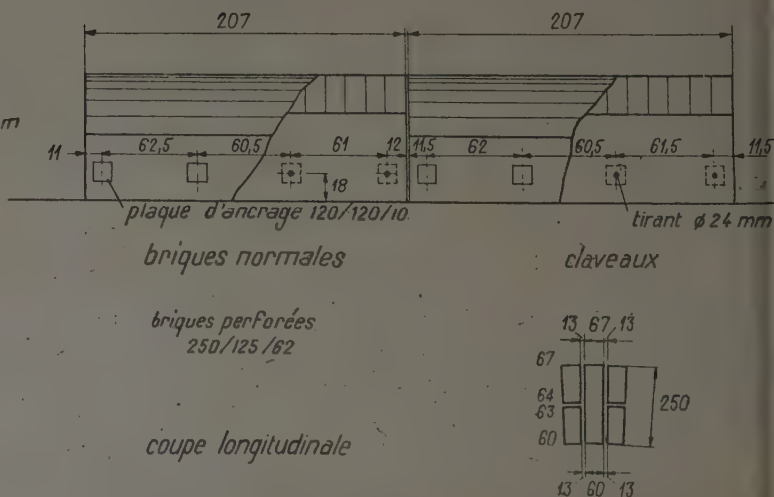
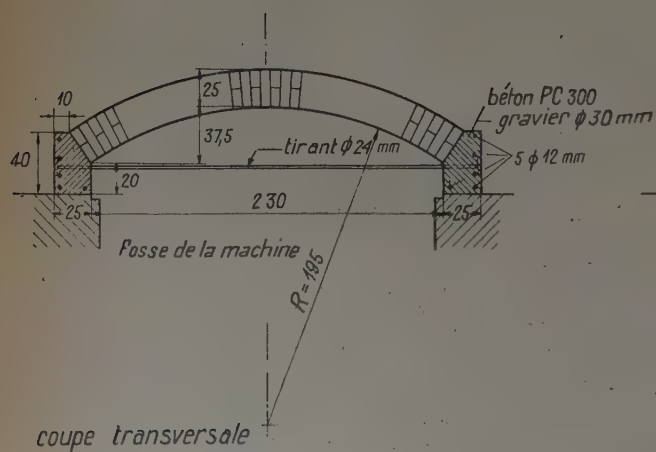


FIG. 2. — Voûte plate pour essais statiques.

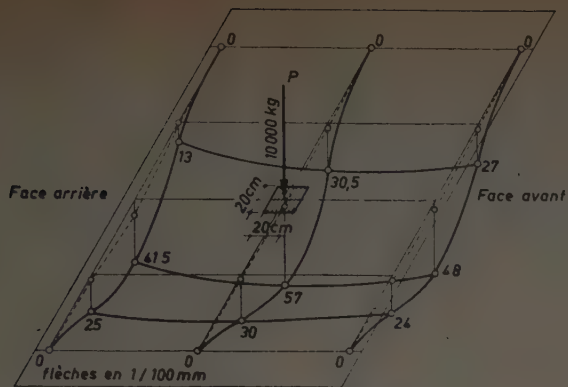


FIG. 4. — Voûte en claveaux, flexion sous l'action d'une charge concentrée.

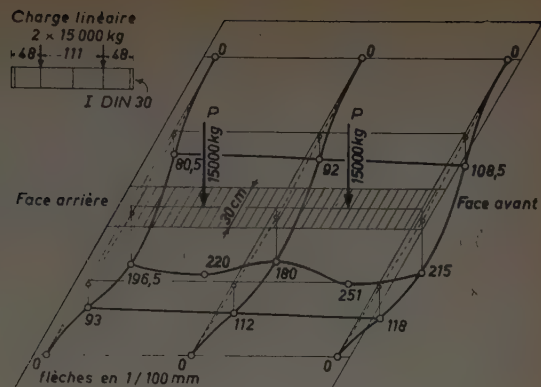


FIG. 6. — Voûte en claveaux, flexion sous l'action d'une charge linéaire.

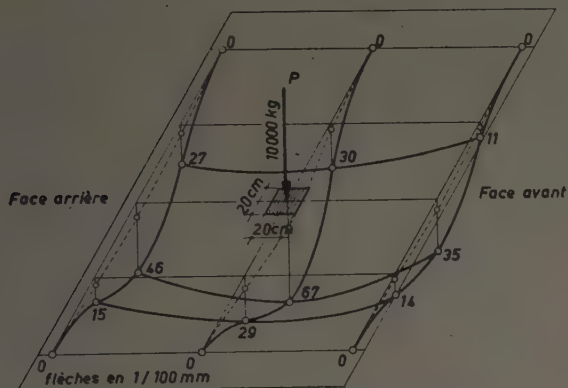


FIG. 5. — Voûte en briques normales, flexion sous l'action d'une charge concentrée.

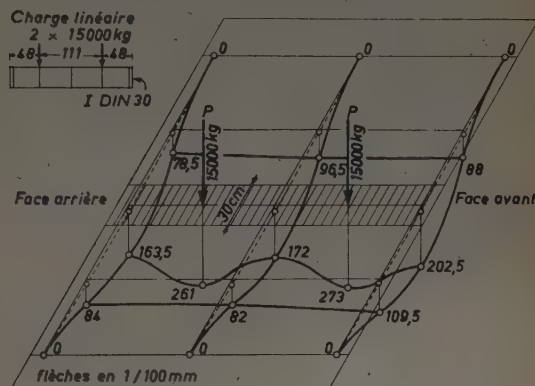


FIG. 7. — Voûte en briques normales, flexion sous l'action d'une charge linéaire.

Flèches en 1/100 mm

voûte en briques normales, briques perforées de 250/125/62 mm

voûte en claveaux, claveaux de 250/125/67 mm

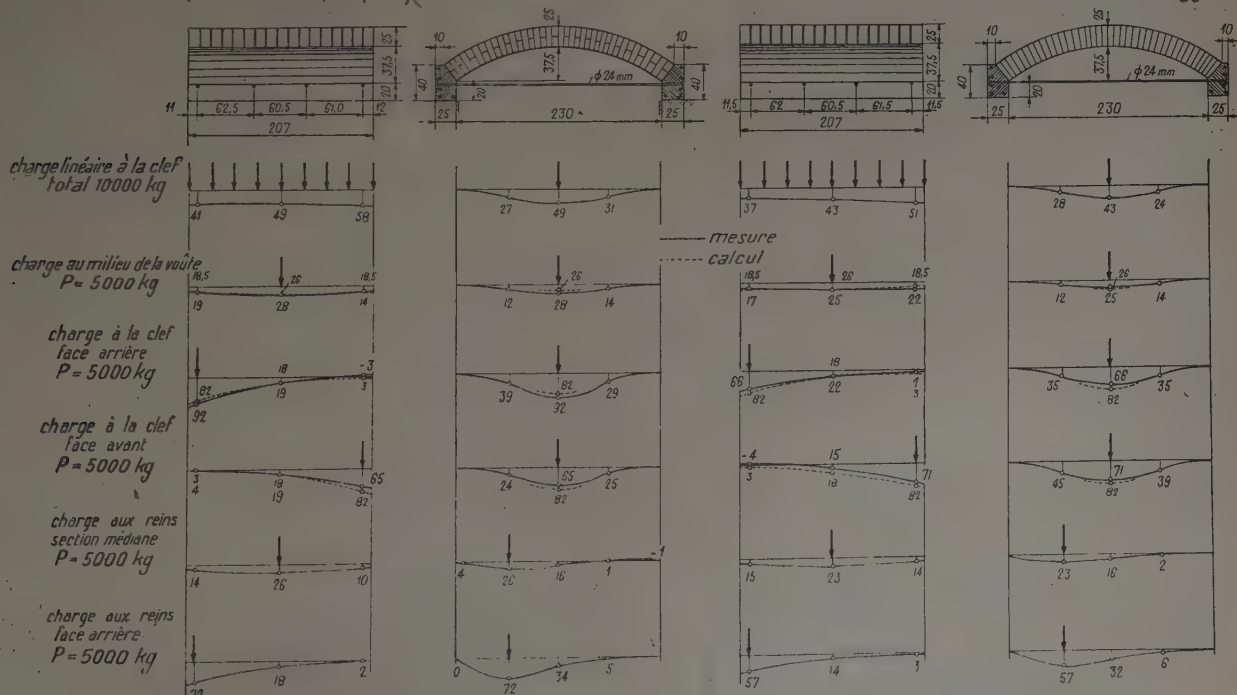


FIG. 8. — Lignes élastiques de la voûte dans le sens de la portée et dans le sens transversal. Comparaison des résultats de mesure et des valeurs calculées.

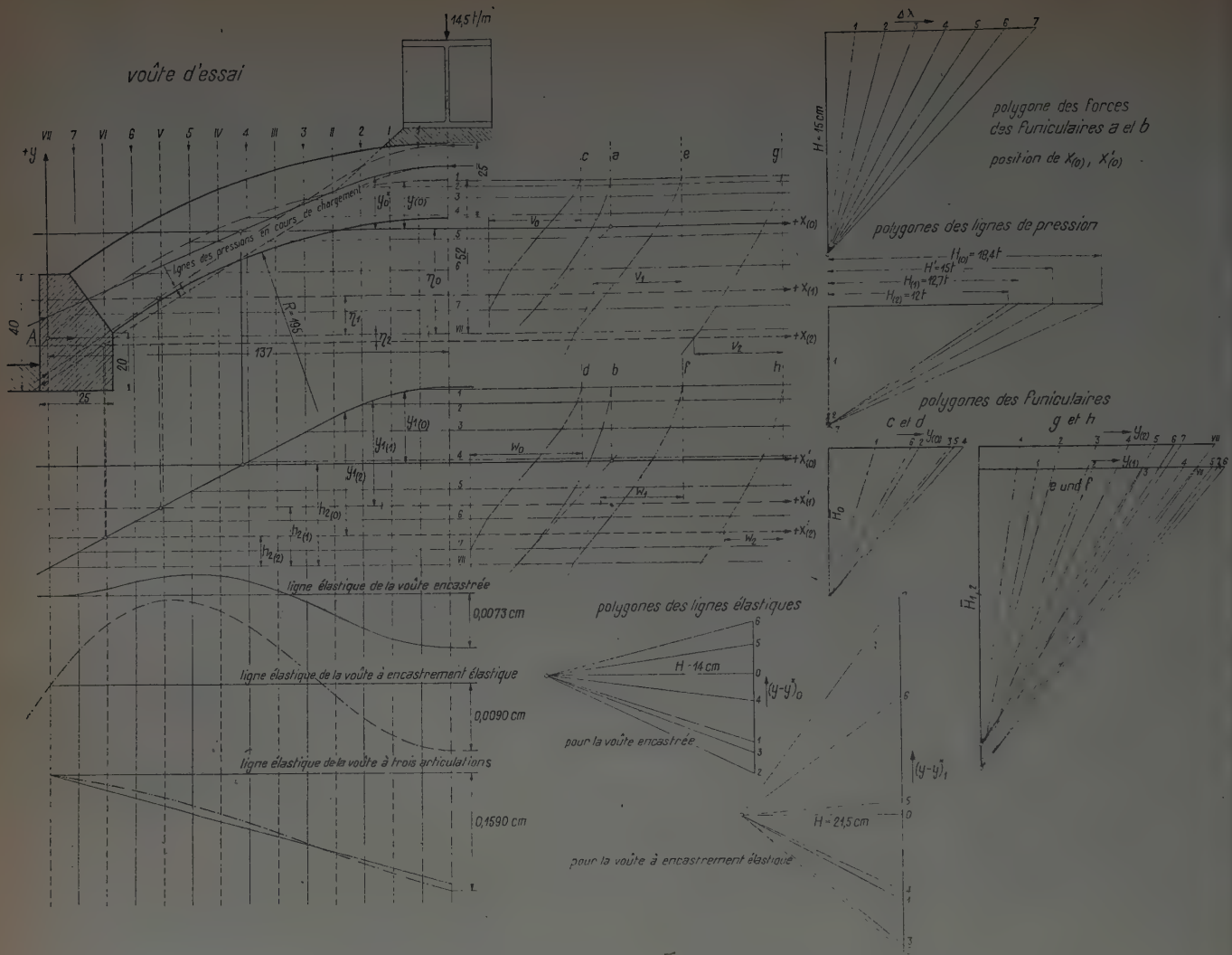


FIG. 9. — Essai de chargement à la clef de la voûte d'essai.
Transformations de la ligne des pressions et de la ligne élastique au cours du chargement.

I. VOUTE A ENCASTREMENT COMPLET (Indice 0) : $dw = ds \frac{J_s}{J} = dx$
(cf. § B, II, 3, D).

Position de l'axe des abscisses sur le graphique (cf. funiculaires a et b).

$$\eta_0 = 35,55 \text{ cm}$$

$$h_{s(0)} = 34,40 \text{ cm}$$

$$H = H' \frac{\int_0^l y \times y_1 dx}{\int_0^l y^2 dx} \quad \int_0^l y \times y_1 dx = 2\overline{H_0} \times w_0 \times \Delta x$$

$$\int_0^l y^2 dx = 2\overline{H_0} \times v_0 \times \Delta x$$

$$\underline{H} = H' \times \frac{w_0}{v_0} = 15 \times \frac{76}{62,6} = 18,3 \text{ t (valeur calculée 18,4 t)}.$$

LIGNE ÉLASTIQUE : Distance polaire utilisée

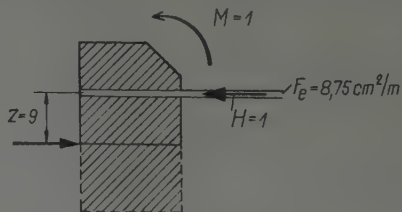
$$\frac{EJ}{H\Delta x \times 5} = \frac{1,3 \times 10^{10} \times 7}{18\,400 \times 137 \times 5} = 7 \times 10^3 = 14 \times 500.$$

↑
échelle

VALEURS LIMITES DES CONTRAINTES : $\sigma_u = -1,9 \text{ kg/cm}^2$.

$\sigma_0 = +16,7 \text{ kg/cm}^2$ (le signe + correspond aux pressions).

II. VOUTE A ENCASTREMENT ÉLASTIQUE (Indice 1) (cf. § B, II, 3, E).



(Le frottement dans les appuis n'est pas encore surmonté, les tirants ne sont pas complètement en charge.)

$$\text{Angle de rotation } \alpha = M \times k_1$$

$$\text{Angle de rotation } \delta'_i = H \times k_2$$

$$\delta = M \times k_2$$

$$\varepsilon = H \times k_3$$

$$k_1 = \frac{0,0077}{10^6} \quad k_2 = \frac{0,130}{10^6} \quad k_3 = \frac{2,49}{2 \times 10^6}$$

$$a = k_1 EJ = 99,5 \text{ cm} \quad \frac{2k_2 EJ}{l'} = 7,6 \text{ cm}$$

$$l + 2a = 473 \text{ cm} = l'$$

$$\eta_1 = \frac{274}{473} \times 35,55 - 7,6 = 13,0 \text{ cm}$$

$$h_2(1) = \frac{274}{473} \times 34,40 = 19,95 \text{ cm} = y_1^1 = y_1^2$$

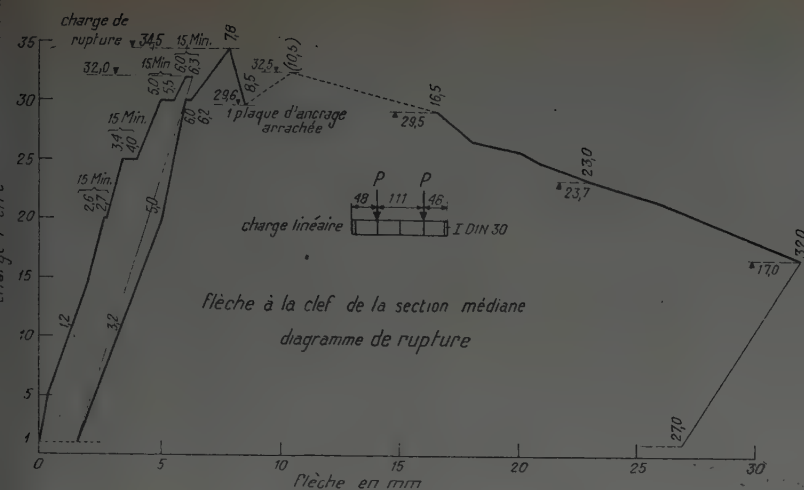


FIG. 10. — Voûte en claveaux. Flèche à la clef jusqu'à la rupture, représentée en fonction de la charge.

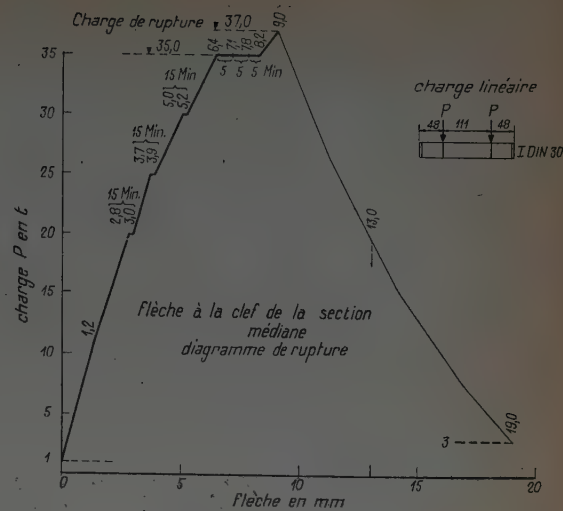


FIG. 11. — Voûte en briques normales. Flèche à la clef jusqu'à la rupture représentée en fonction de la charge.

$$H = \bar{H} \times \frac{\int_{-a}^{l+a} y_1 \times y dx - k_2 EJ (y_1^2 + y_2^2)}{\int_{-a}^{l+a} y^2 \times dx + 4\eta k_2 EJ + 2k_3 EJ}$$

$$\int_{-a}^{l+a} y_1 \times y dx = 2 \times \bar{H}_1 \times w_1 \Delta x = 2 \times 5540 \times 19,6$$

$$\int_{-a}^{l+a} y^2 dx = 2\bar{H}_1 \times v_1 \times \Delta x = 2 \times 5960 \times 19,6$$

$$H = 15 \times \frac{2 \times 5540 \times 19,6 + 7,19 \times 10^4}{2 \times 5960 \times 19,6 + 4 \times 2,34 \times 10^4 + 3,23 \times 10^4} = 12,0 \text{ t.}$$

LIGNE ÉLASTIQUE :

$$\text{Distance polaire utilisée } \frac{EJ}{H\Delta x \times 5} = 10,75 \times 10^3 = 21,5 \times 500.$$

VALEURS LIMITES DES CONTRAINTES : $\sigma_0 = -11,0 \text{ kg/cm}^2$.

$\sigma_u = +23,0 \text{ kg/cm}^2$.

III. VOUTE À ENCASTREMENT ÉLASTIQUE (Indice 2) (cf. § B, II, 3, E).

(Coefficient k_{1-3} correspondant aux valeurs mesurées. La ligne de pression ainsi trouvée indique le comportement de la voûte sollicitée à la traction au moment de la rupture.)

$$k_1 = \frac{0,0259}{10^6} \quad k_2 = \frac{0,467}{10^6} \quad k_3 = \frac{8,4}{2,10^6}$$

$$a = k_1 EJ = 337 \text{ cm}$$

$$l + 2a = 948 \text{ cm} \frac{2k_2 EJ}{l'} = 12,8 \text{ cm}$$

$$\eta_2 = \frac{274}{948} \times 35,55 - 12,8 = -2,55 \text{ cm}$$

$$h_{2(3)} = \frac{274}{948} \times 34,40 = +9,94 \text{ cm} = y_A^1 = y_B^1$$

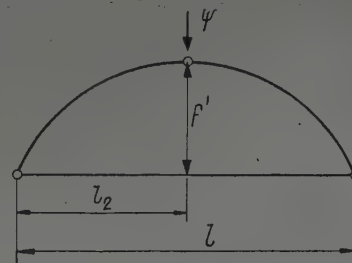
$$\int_{-a}^{l+a} y \times y_1 dx = 2 \times \bar{H}_2 \times w_2 \times \Delta x = 2 \times 7990 \times 19,6$$

$$\int_{-a}^{l+a} y^2 dx = 2 \times \bar{H}_2 \times v_2 \times \Delta x = 2 \times 11900 \times 19,6$$

$$H = 15 \times \frac{2 \times 7990 \times 19,6 + 12,09 \times 10^4}{2 \times 11900 \times 19,6 - 2 \times 3,1 \times 10^4 + 10,91 \times 10^4} = 12,7 \text{ t.}$$

VALEURS LIMITES DES CONTRAINTES : $\sigma_0 = -14,8 \text{ kg/cm}^2$ (Résistance à la traction de la maçonnerie) $\sigma_u = +26,2 \text{ kg/cm}^2$. Dans les voûtes non armées, lorsque la limite de résistance à la traction est dépassée dans les sections qui subissent la compression maximum à l'arête, la ligne des pressions subsiste par suite de la formation d'articulations (déformation permanente des joints).

IV. — LIGNE ÉLASTIQUE DE LA VOUTE A TROIS ARTICULATIONS CORRESPONDANT A LA LIGNE DE PRESSION TROUVÉE AU PARAGRAPHE II (cf. § B, II, 3, A).



Ψ = surcharge élastique supplémentaire.

$$\Psi = \frac{1}{f'} \left[\int_0^l \frac{M ds}{EJ} y + \int_0^l \frac{H ds}{EF} + \Delta l \right].$$

Angle de rotation total à l'appui :

$$\alpha = \frac{1}{l} \left[\Psi \times l_2 + \int_0^l \frac{M ds}{EJ} (l - x) \right].$$

Angle de rotation provenant de Ψ : $\Delta \alpha = \frac{\Psi}{2}$.

$$\int_0^l \frac{M ds}{EJ} = \int_0^l \left[\frac{H'}{H} \times y \times y_1 - y^2 - 2\eta k_2 EJ \right] \frac{H ds}{EJ} = \frac{H}{EJ} (-39800)$$

$$\int_0^l \frac{H ds}{EF} = H \int_0^l \frac{ds}{EF} \cong H \frac{274}{EF} = \frac{H}{EJ} \times 14300$$

$$\Delta l = H \times k_3 = \frac{H}{EJ} k_3 EJ = \frac{H}{EJ} \times 3,23 \times 10^4$$

$$\Psi = 0,206 \times 10^{-2}$$

Flèche additionnelle dans la section médiane $\Delta \delta_m = \frac{\Psi}{2} \times \frac{2}{l} \cong 1,5 \text{ mm}$.

VALEURS LIMITES DES CONTRAINTES (sans tenir compte de la résistance à la traction).

$$\sigma_{\max} = +175 \text{ kg/cm}^2.$$

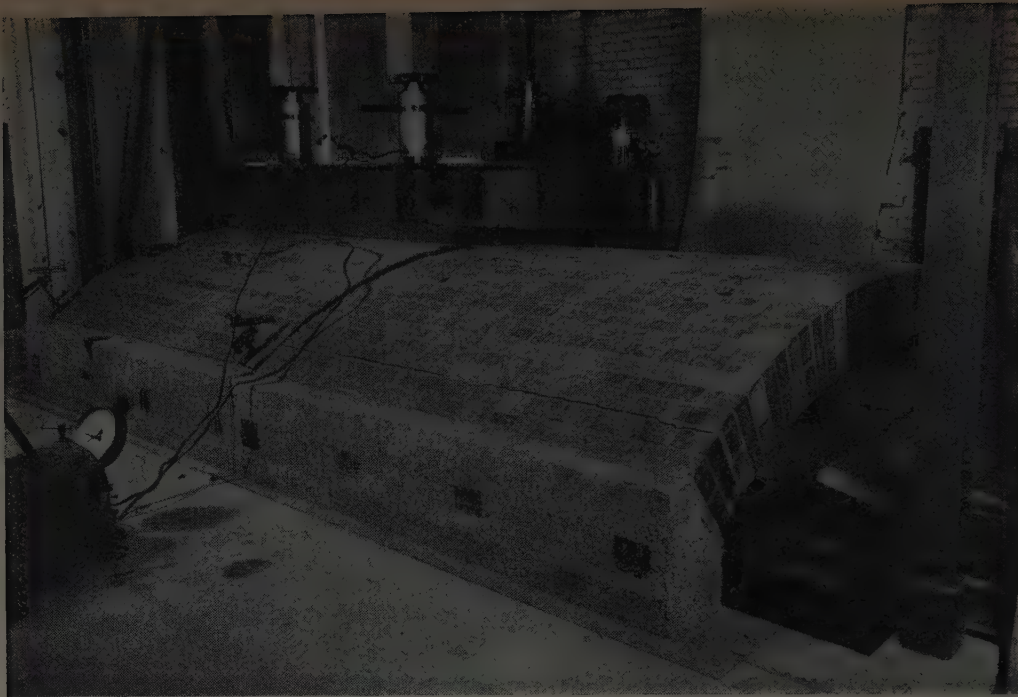


FIG. 12. — Au premier plan : Voûte en claveaux après l'essai de rupture sous charge linéaire à la clef.
A l'arrière-plan : Voûte en briques normales avec le dispositif expérimental pour essai sous charge linéaire.



FIG. 13. — Voûte en claveaux après l'essai de rupture sous charge linéaire à la clef.
Fissure transversale avec zone de destruction à la naissance.

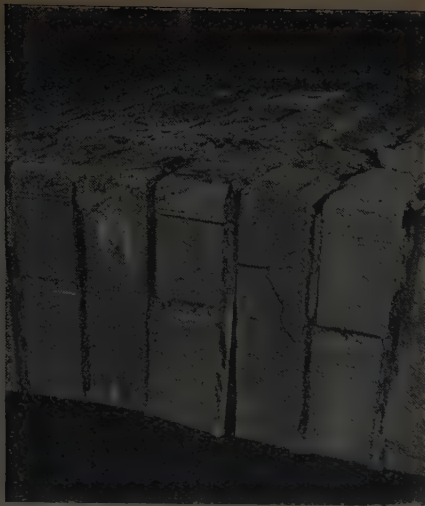


FIG. 14. — Voûte en claveaux.
Détails de la fissure à la clef.

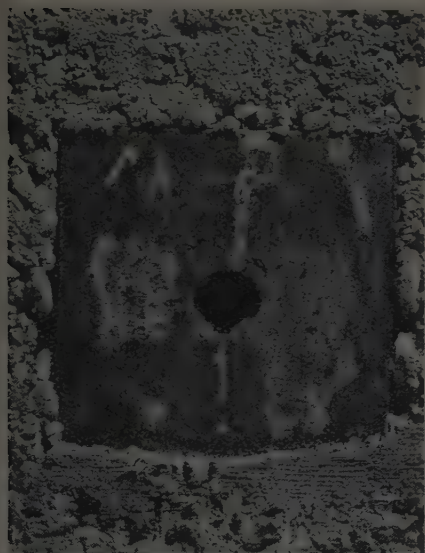


FIG. 15. — Lignes d'écaillage en forme de spirales sur les plaques d'ancrage et destruction des plaques d'ancrage.



FIG. 16. — Voûte en claveaux pendant l'effondrement.
Formation de nouvelles positions d'équilibre à l'état de rupture.

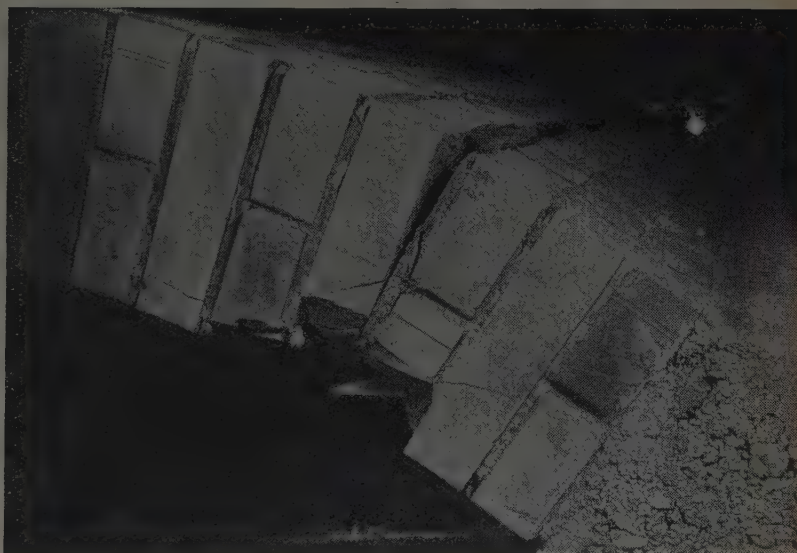


FIG. 17. — Voûte en claveaux après la rupture.
Zone de destruction à la naissance.

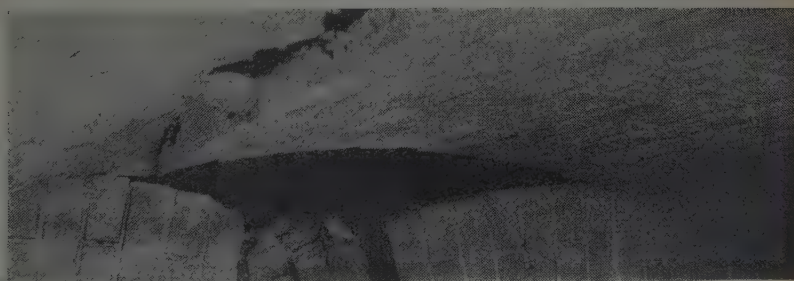


FIG. 18. — Voûte en briques normales après la rupture.
Destruction à la clef vue d'en dessous.

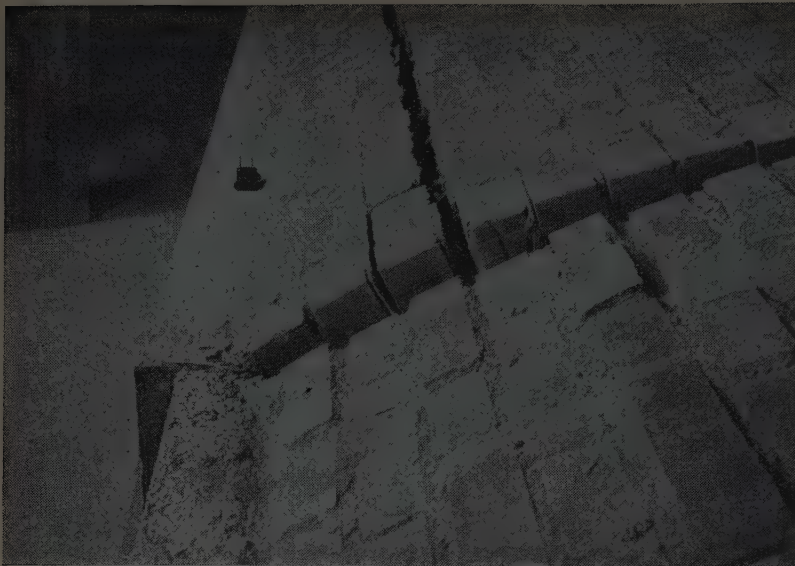


FIG. 19. — Voûte en claveaux. Fissure transversale et soulèvement de la voûte à la naissance. Rotation du pied-droit.

FIG. 20. — Voûte en briques normales après la rupture.
Fissure de cisaillement au voisinage de la clef.



FIG. 21. — Dispositif d'essai pour charge concentrée devant amener la destruction complète de la voûte.
Au premier plan : Voûte en claveaux après chargement jusqu'à l'effondrement.
A l'arrière-plan : Voûte en briques normales après chargement jusqu'au maximum.

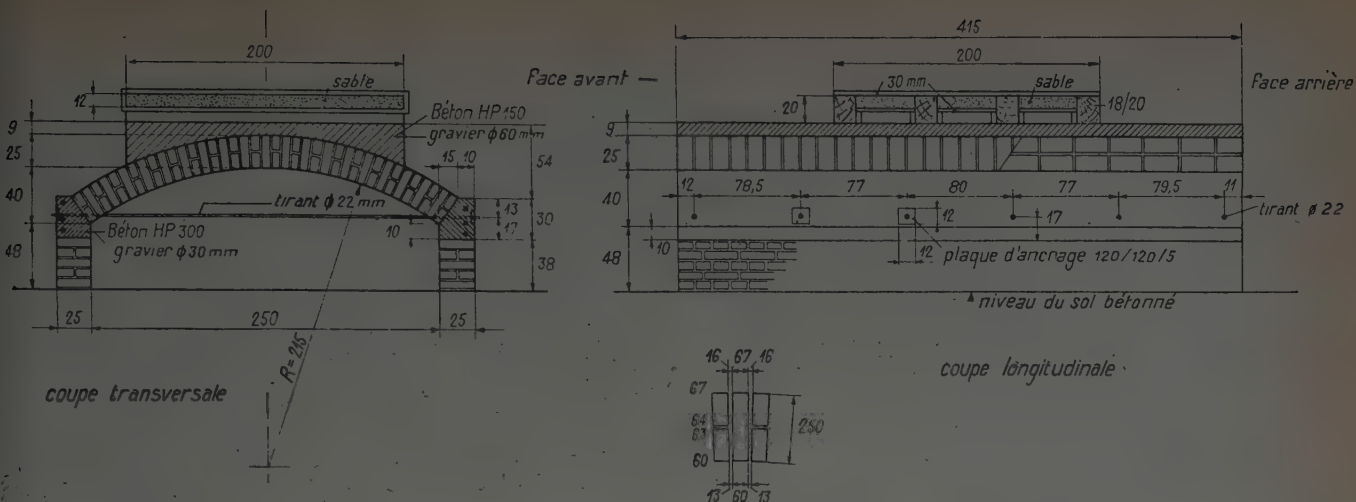
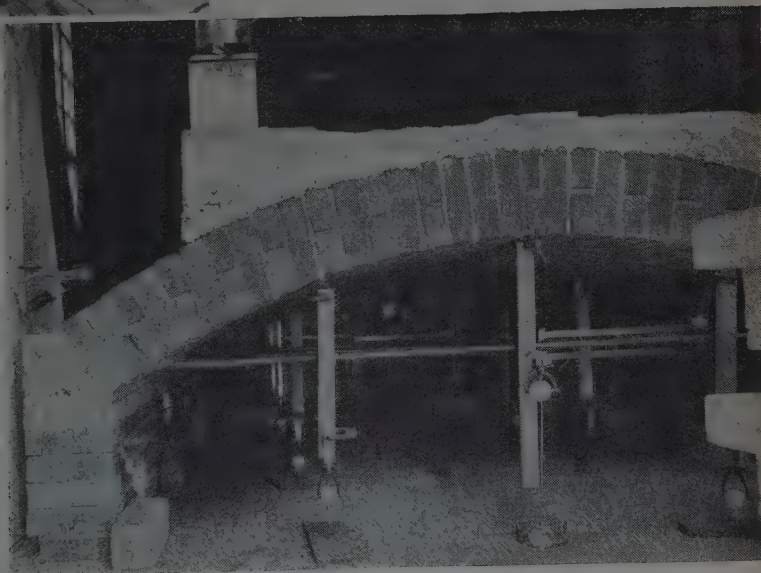


FIG. 22.
Voûte plate pour abris de défense passive à superstructure partielle.



FIG. 23.
Chargement statique. Mesure des déformations.

FIG. 24.
Essais statiques. Disposition des instruments de mesure.



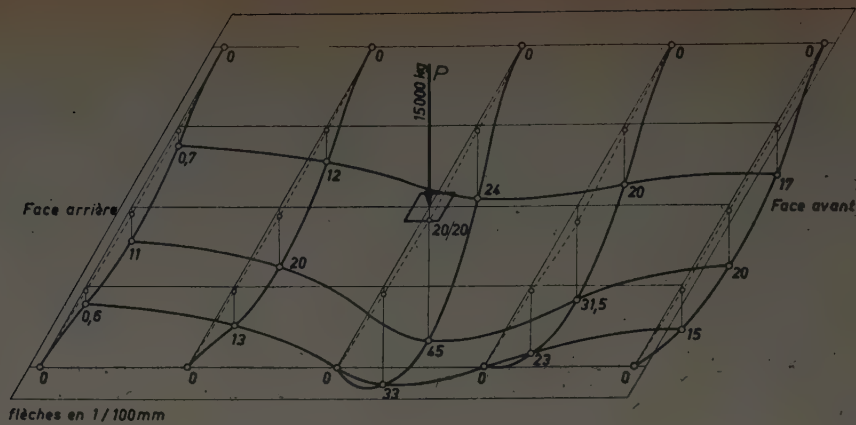


FIG. 25. — Voûte pour abri de défense passive.
Déformation sous charge concentrée (surface d'application 20×20 cm).

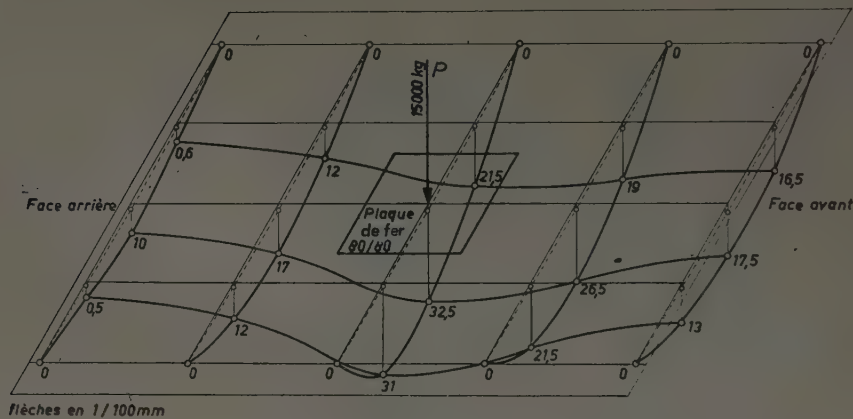


FIG. 26. — Voûte pour abri de défense passive.
Déformation sous charge concentrée (surface d'application 80×80 cm).



FIG. 27. — Oscillographe portatif.

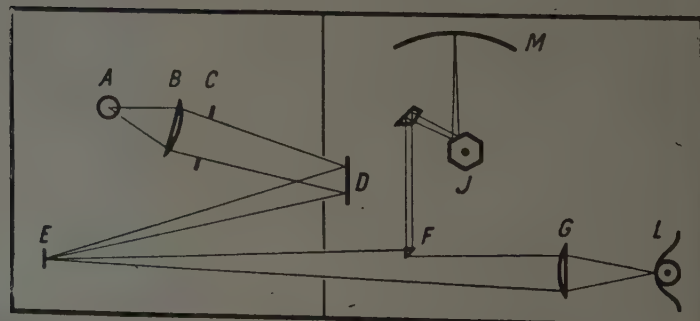


FIG. 28. — Parcours des rayons lumineux dans l'oscillographe.

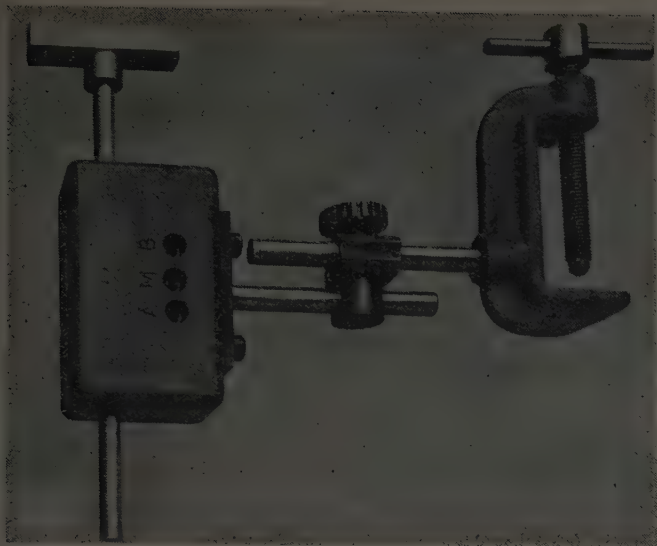


FIG. 29 a. — Indicateur de déplacements.

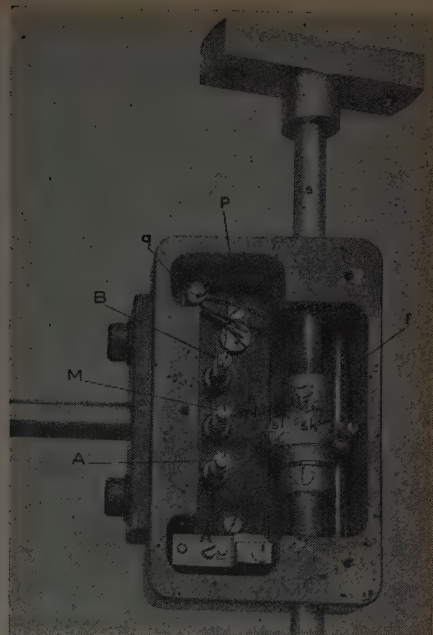


FIG. 29 b. — Indicateur de déplacements ouvert.

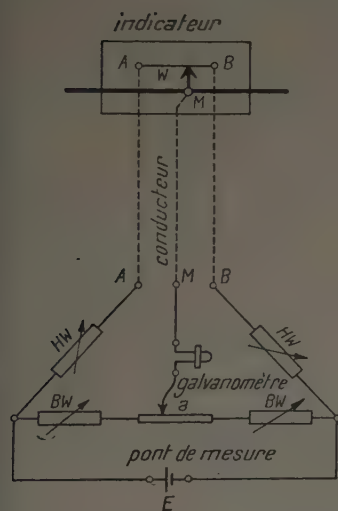


FIG. 30. — Schéma des connexions.

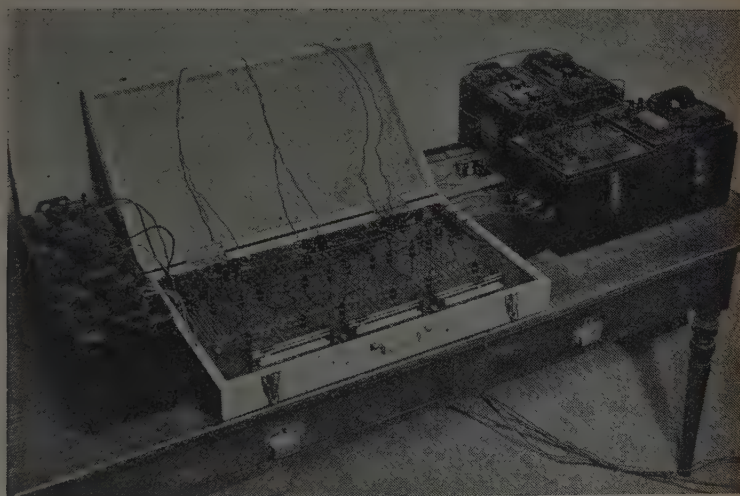


FIG. 31. — Récepteur prêt pour les mesures.

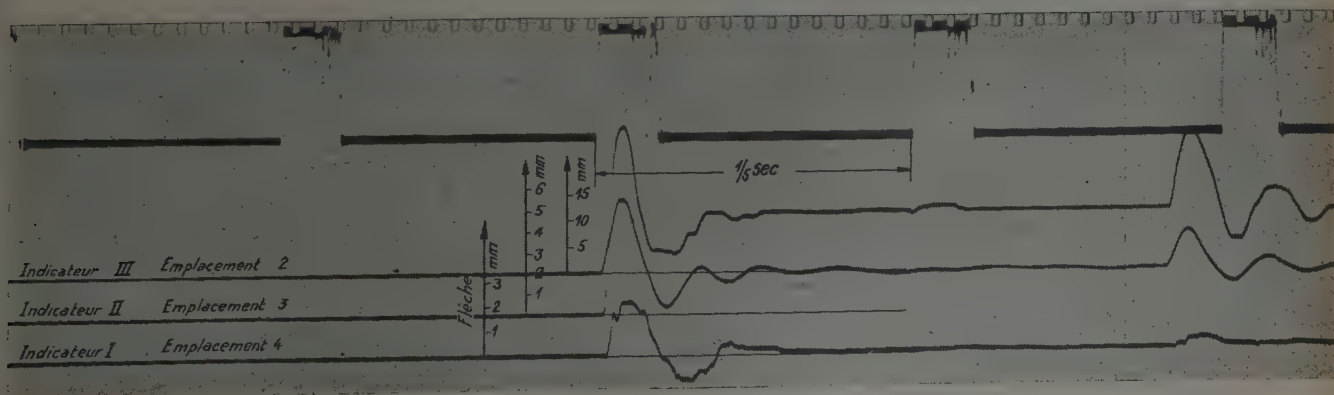


FIG. 32. — Oscillogramme caractéristique des flèches dynamiques mesurées en trois points en fonction du temps.

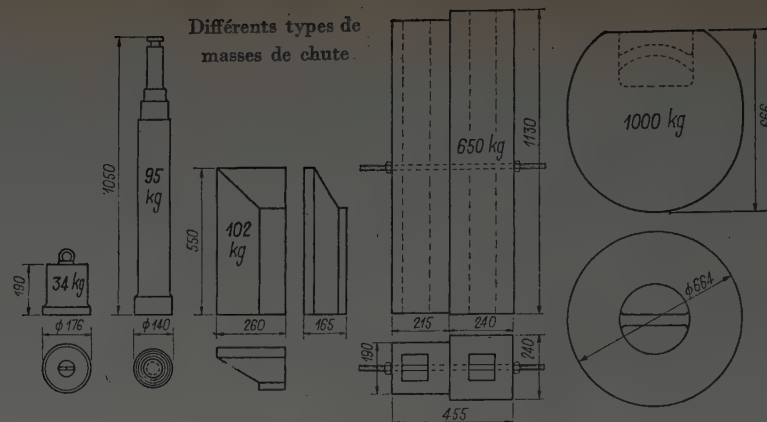
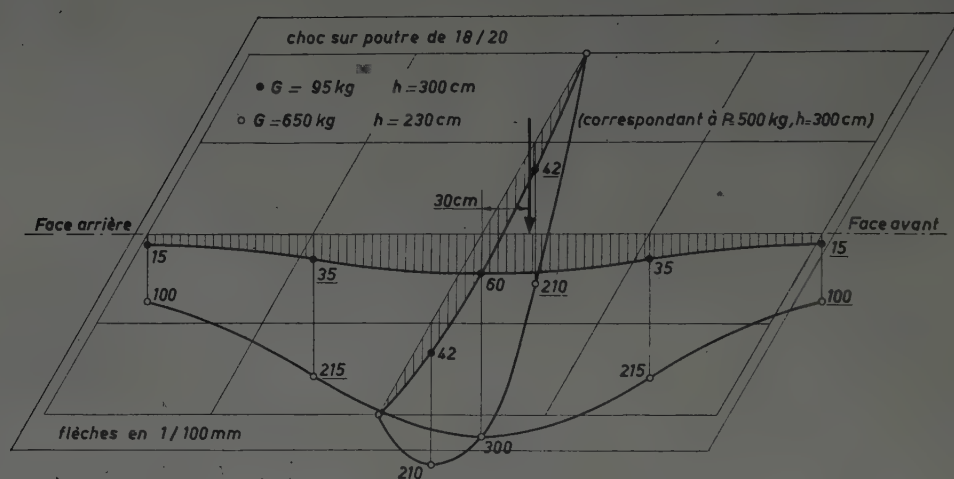


FIG. 33. — Masses de chute.



Les valeurs soulignées ont été déduites par symétrie.

FIG. 34. — Voûte pour abri de défense passive. Flèches provoquées par la chute de masses.

Flèches dynamiques calculées d'après le § B, IV, 1 sur la base des déformations statiques (fig. 25) :
 $\delta_d = 0,08 \text{ cm}$ pour une masse de 95 kg tombant de 300 cm; $\delta_d = 0,40 \text{ cm}$ pour une masse de 650 kg tombant de 230 cm.



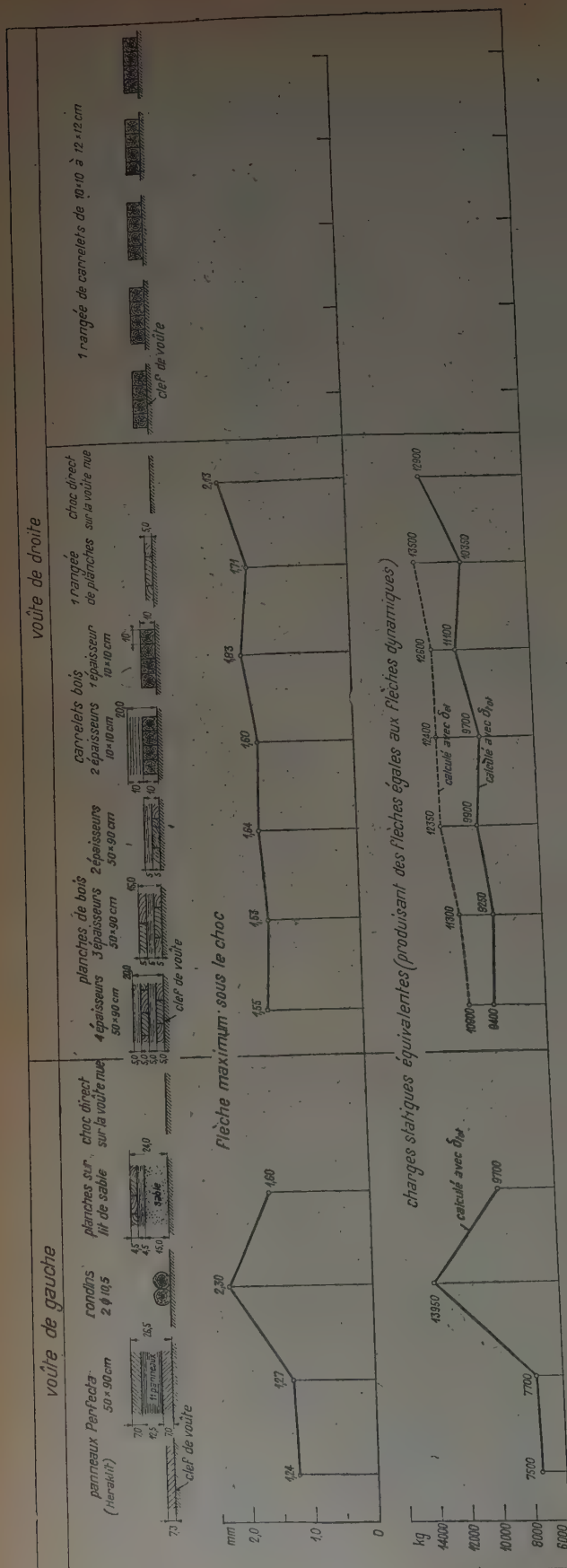
FIG. 35. — Voûte pour abris de défense passive après le choc d'une boule de fer pesant 1 000 kg.
 Hauteur de chute : 3,70 m.



FIG. 36. — Voûte après le choc d'un poids de 1 000 kg tombant d'une hauteur de 3,70 m. Fissures à la clef.



FIG. 37. — Voûte après le choc d'un poids de 1 000 kg tombant d'une hauteur de 3,70 m. Fissures à la naissance de la voûte.



Empreinte dans la plaque Perfector d'une profondeur de 1 cm.	Empreinte dans la plaque Perfector d'une profondeur de 1 cm.	Empreinte dans les rondins d'une profondeur de 2 mm. Rebond de 6 à 7 cm. Fissure longitudinale dans la voûte d'une longueur de 50 cm.	Empreinte dans les planches d'une profondeur de 0,5 mm.	Pas de rebond. Empreinte d'une profondeur de 8 mm environ, éclatement du mortier, briques écrasées sur environ 1 cm d'épaisseur, limite de résistance au cisaillement dépassée.	Empreinte de 1 mm de profondeur.	Empreinte de 2 mm de profondeur.	Empreinte de 2 mm de profondeur sur l'arc.	Empreinte de 3 mm de profondeur.	Empreinte de 2 mm de profondeur.	Empreinte de 5 mm de profondeur.	Eclatement du mortier et de la brique, limite de résistance au cisaillement dépassée.	Bois écrasé sur 5 mm, éclatement des arcs de la masse.	Un carrellet fendu sur toute sa longueur, nouvelle fissure transversale dans la voûte.	Quelques fissures longitudinales dans les briques. Carrellets écrasés.	Bloc de béton armé en T. $G = 200 \text{ kg}$ $\pm 250 \text{ kg}$ Hauteur de chute 3 m	Bloc de béton armé en T. $G = 300 \text{ kg}$ $\pm 350 \text{ kg}$ Hauteur de chute 3 m	Gueuses de fonte liées ensemble $G = 650 \text{ kg}$ Hauteur de chute 2,55 m	Grande fissure longitudinale, fissures de cisaillement, réaction des appuis, absorption insuffisante des efforts horizontaux.
<p>Masse cylindrique qui tombe $G = 34 \text{ kg}$</p> <p>Surface d'application $\varnothing 17,6 \text{ cm}$</p> <p>Hauteur de chute 3 m (mesurée à la partie inférieure de la masse)</p>																		

FIG. 39. — Abri de défense passivé.
Essais de choc sur les voûtes plates. Effet de couches d'amortissement.

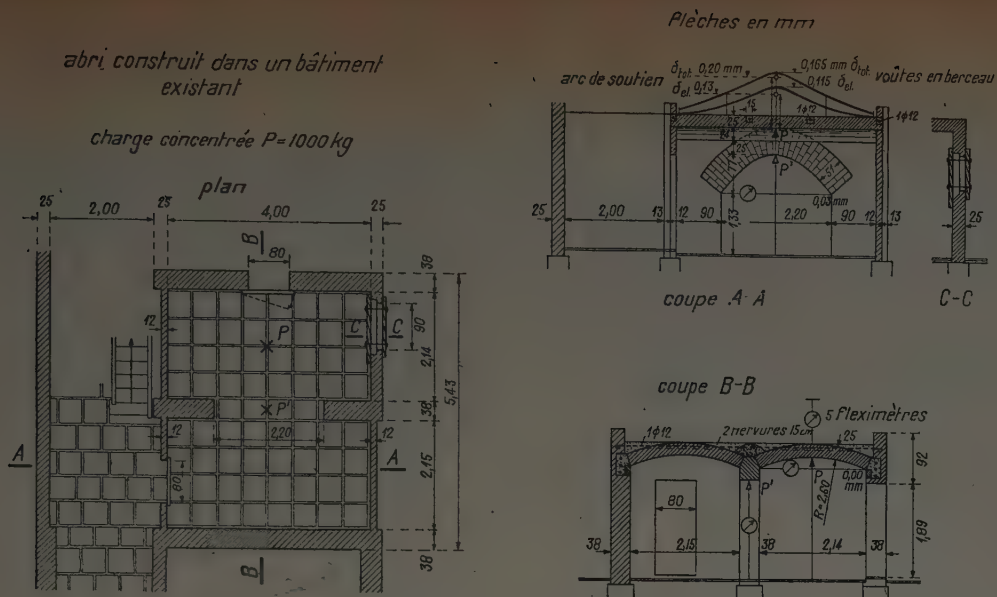
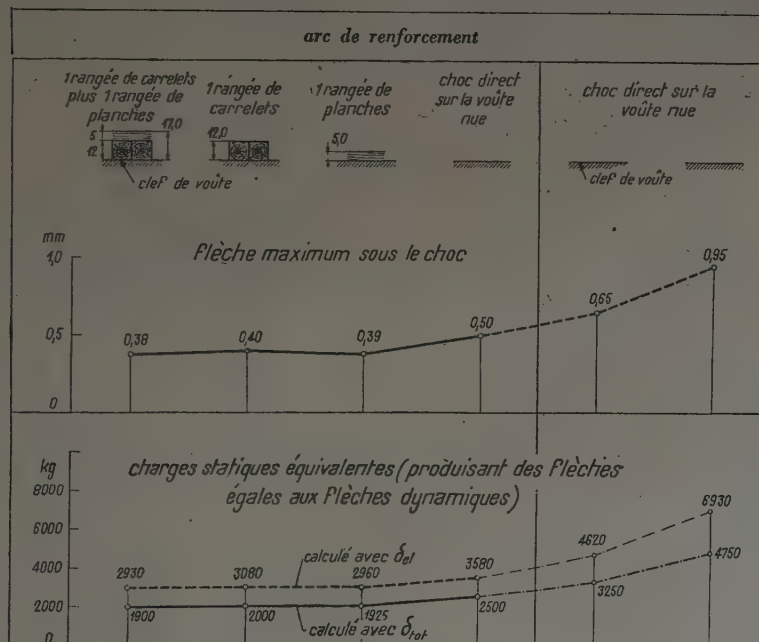


FIG. 38. — Abri de défense passive. Lignes élastiques statiques.



Masse cylindrique qui tombe $G = 34\text{ kg}$ Surface d'application $\varnothing 17,6\text{ cm}$ Hauteur de chute 3 m (mesurée à la partie inférieure de la masse)				Bloc de béton armé $G = 60\text{ kg}$ environ Hauteur de chute 3 m	Gueuse de fonte $G = 108\text{ kg}$ Hauteur de chute 3 m
La face inférieure a pénétré de 3 mm dans la planche.	Empreinte dans les carrelots d'une profondeur de 2 mm.	La face inférieure a pénétré de 5 mm dans la planche.	Empreinte dans le béton d'une profondeur de 2 mm. Rebond de 10 cm.		La face inférieure a pénétré de 7 mm dans le béton. Une fissure dans le joint à la clef.

FIG. 40. — Abri de défense passive. Essais de choc sur l'arc de renforcement. Effet de couches d'amortissement.



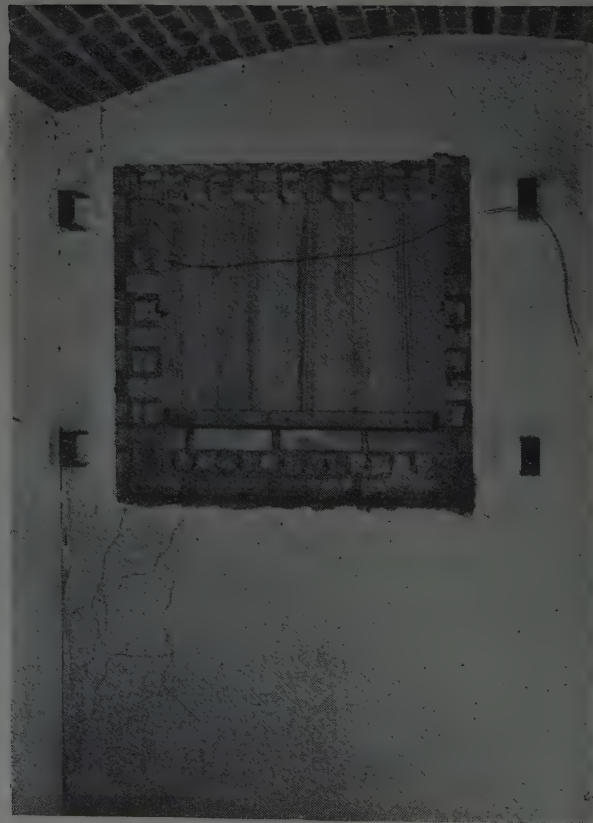
FIG. 41. — Poinçonnement local par cisaillement dans les joints de mortier provoqué par le choc d'un poids de 34 kg tombant de 3 m de hauteur directement sur les briques.



FIG. 42. — Destructions provoquées par le choc d'un poids de 650 kg tombant de 2,55 m de hauteur sur une couche d'amortissement en bois.



FIG. 43. — Fissurations provoquées par la poussée des voûtes dans les murs de pourtour.



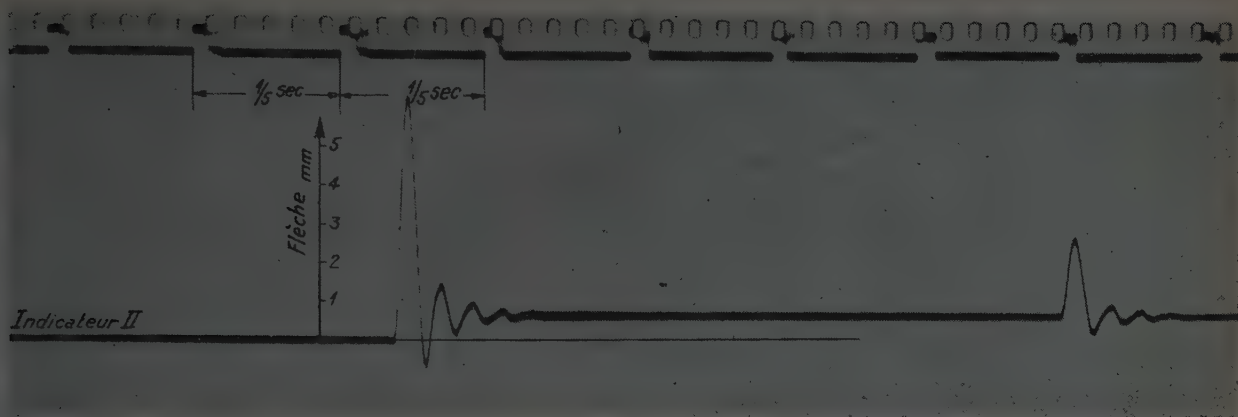


FIG. 44. — Oscillogramme montrant la vibration d'une paroi en maçonnerie de briques de 12 cm d'épaisseur sous un choc latéral de 16 kgm.

PAROIS de 1 et de 1/2 BRIQUE D'ÉPAISSEUR
Choc latéral.

25 cm = longueur de la brique normale;
12 cm = largeur de la brique normale.



FIG. 45. — Choc latéral extérieur sur parois de 12 et 25 cm d'épaisseur. Vue extérieure.

Parois perforées. Pièce de fonte G = 220 kg.
Surface de choc = $22,7 \times 23,7$ cm.
Travail de chute E.

Trou de 32×39 cm;
Paroi de 12 cm;
75 kgm.

Trou de 32×32 cm;
Paroi de 25 cm;
260 kgm.



FIG. 46. — Choc latéral extérieur sur paroi de 12 cm d'épaisseur. Vue intérieure.

Zone de destruction de 65×50 cm, en forme d'entonnoir ouvert vers l'intérieur. Débris des matériaux projetés; les plus gros jusqu'à 170 cm, les plus petits jusqu'à 280 cm de la paroi.

Paroi de 12 cm.



FIG. 47. — Choc latéral extérieur sur paroi de briques de 38 cm d'épaisseur (1,5 brique).

Vue extérieure.

Enfoncement localisé sur environ 25×25 cm;
Pièce de fonte G = 220 kg;
Surface de choc = $22,7 \times 23,7$ cm;
Travail de chute E = 363 kgm.



FIG. 48. — Choc latéral extérieur sur paroi de briques de 38 cm d'épaisseur (1,5 brique).

Vue intérieure.

Enfoncement d'environ 60 cm de diamètre et 2,5 cm de flèche. L'enduit qui tenait encore a été enlevé à la main.

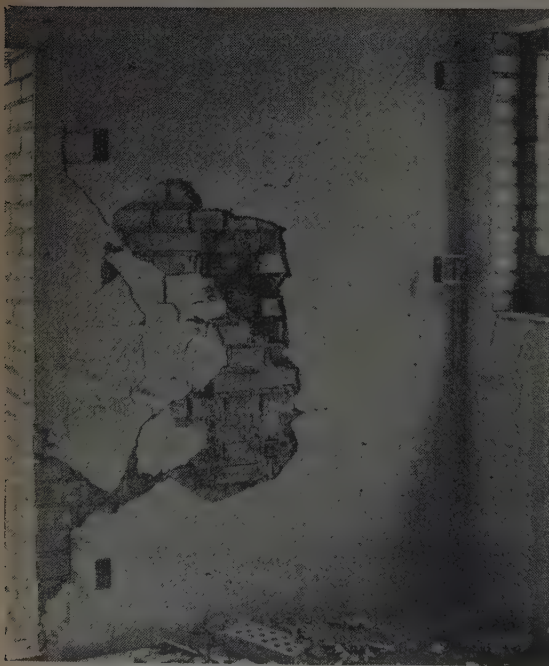


FIG. 50. — Choc latéral extérieur sur paroi de briques de 38 cm d'épaisseur (1,5 brique).

Vue intérieure.

Enfoncement de 6,5 cm de flèche. Briques détruites et délogées.

Débris d'enduit projetés jusqu'à 220 cm de la paroi.



FIG. 49. — Choc latéral extérieur sur paroi de briques de 38 cm d'épaisseur (1,5 brique).

Vue extérieure.

Enfoncement localisé sur environ 32×32 cm;
Pièce de fonte G = 220 kg;
Surface de choc = $22,7 \times 23,7$ cm;
Travail de chute E = 380 kgm.

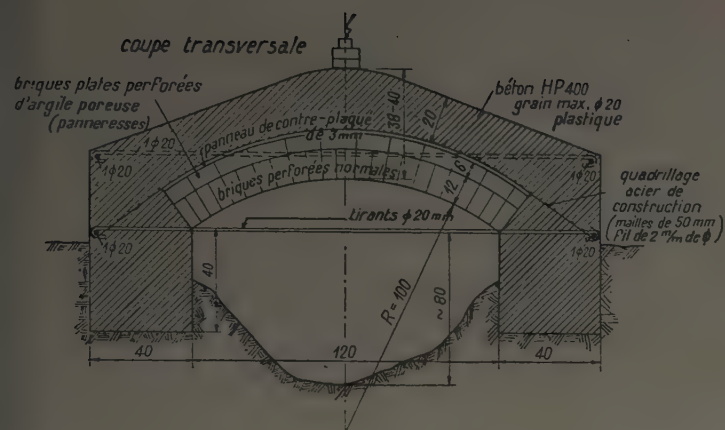


FIG. 51. — Maquette de voûte pour essais à l'explosif et emplacements des charges.

Couverture en béton dosé à raison de 400 kg de ciment Portland à haute résistance par mètre cube de béton mis en place; grain maximum des agrégats 20 mm; consistance plastique.



FIG. 52. — Effet de 1 kg d'explosif.



FIG. 53. — Effet de 1 kg d'explosif.



FIG. 54. — Effet de 3 kg d'explosif.

DIAGRAMMES DES DIMENSIONS A DONNER AUX VOUTES D'ABRI DE DÉFENSE PASSIVE EN MAÇONNERIE DE BRIQUES DE QUALITÉ SUPÉRIEURE

(cf. § A, II, 5) unités kg et cm

Formules pour le calcul des voûtes de 25 cm d'épaisseur.

Poussée horizontale.

Charge équivalente et poids mort :

$$H_{pe+g} = \frac{1}{594} \sqrt{\frac{p^4}{f^2}} \left(1 - \frac{45}{l} \right) + \frac{0,05l^2}{8f}$$

Poids des décombres et poids mort : $H_{p+g} = \frac{(0,05 + p) l^2}{8f}$

Résistance limite.

Charge équivalente. Poids des décombres :

$$H_{p+g} = H_{pe+g} : \frac{l_w^3}{l_w - 45} = \frac{\sqrt[3]{P^4 \times f}}{p \times 74,2}$$

Réaction verticale des appuis.

Charge équivalente et poids mort : $A_{pe+g} = \frac{\sqrt[3]{P^4 f}}{330l} + \frac{0,05l}{2}$

Poids des décombres et poids mort : $A_{p+g} = \frac{P + 0,05}{2} l$

Largeur de la voûte.

Les diagrammes donnant les dimensions s'appliquent à des voûtes encastrées ou contreventées aux parements, de largeur quelconque, pourvu que les contraintes de flexion dans la section transversale ne dépassent pas la valeur admissible.

Formules pour le calcul des voûtes de 38 cm d'épaisseur.

Poussée horizontale.

Charge équivalente et poids mort :

$$H_{pe+g} = \frac{1}{903} \sqrt{\frac{p^4}{f^2}} \left(1 - \frac{51,5}{l} \right) + \frac{0,07l^2}{8f}$$

Poids des décombres et poids mort : $H_{p+g} = \frac{(0,07 + p) l^2}{8f}$

Résistance limite.

Charge équivalente. Poids des décombres :

$$H_{p+g} = H_{pe+g} : \frac{l_w^3}{l_w - 51,5} = \frac{\sqrt[3]{P^4 \times f}}{p \times 112,9}$$

Réaction verticale des appuis.

Charge équivalente et poids mort : $A_{pe+g} = \frac{\sqrt[3]{P^4 f}}{501 \times l} + \frac{0,07 \times l}{2}$

Poids des décombres et poids mort : $A_{p+g} = \frac{P + 0,07}{2} \times l$

Pour des voûtes dont l'espacement des appuis l dépasse 3 m, seul le poids des décombres importe.

Largeur de la voûte.

Les diagrammes donnant les dimensions s'appliquent à des voûtes encastrées ou contreventées aux parements, de largeur quelconque.

Formules pour le calcul des voûtes de 51 cm d'épaisseur.

Poussée horizontale.

Charge équivalente et poids mort : H_{pe+g} = n'est pas à prendre en compte.

Poids des décombres et poids mort : $H_{p+g} = \frac{(0,09 + p) l^2}{8 \times f}$

Résistance limite.

Charge équivalente et poids des décombres.

La charge équivalente n'est pas à prendre en compte.

Réaction verticale des appuis.

Charge équivalente et poids mort : A_{pe+g} = n'est pas à prendre en compte.

Poids des décombres et poids mort : $A_{p+g} = \frac{P + 0,09}{2} \times l$

Largeur de la voûte.

Les diagrammes donnant les dimensions s'appliquent à des voûtes encastrées ou contreventées aux parements, de largeur quelconque.

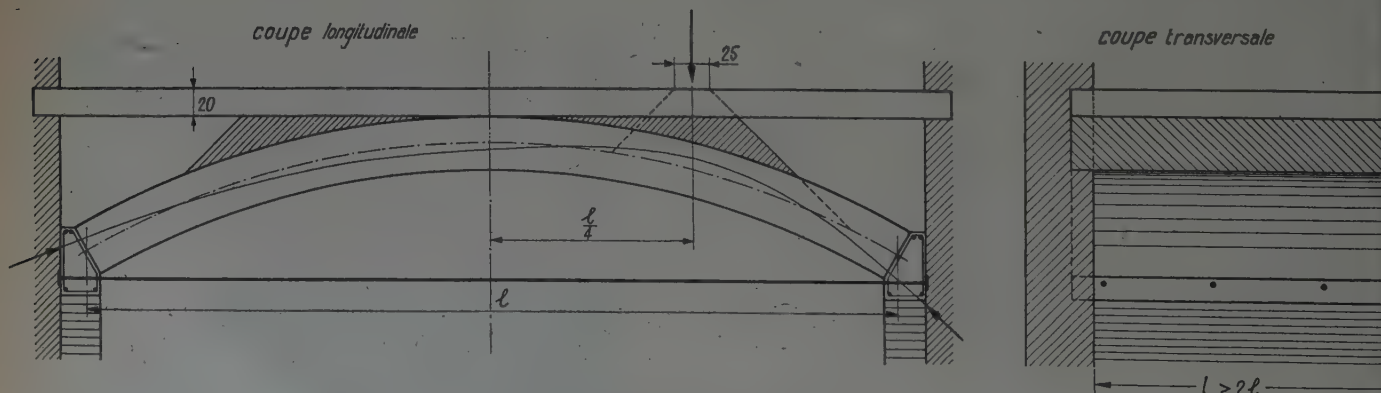
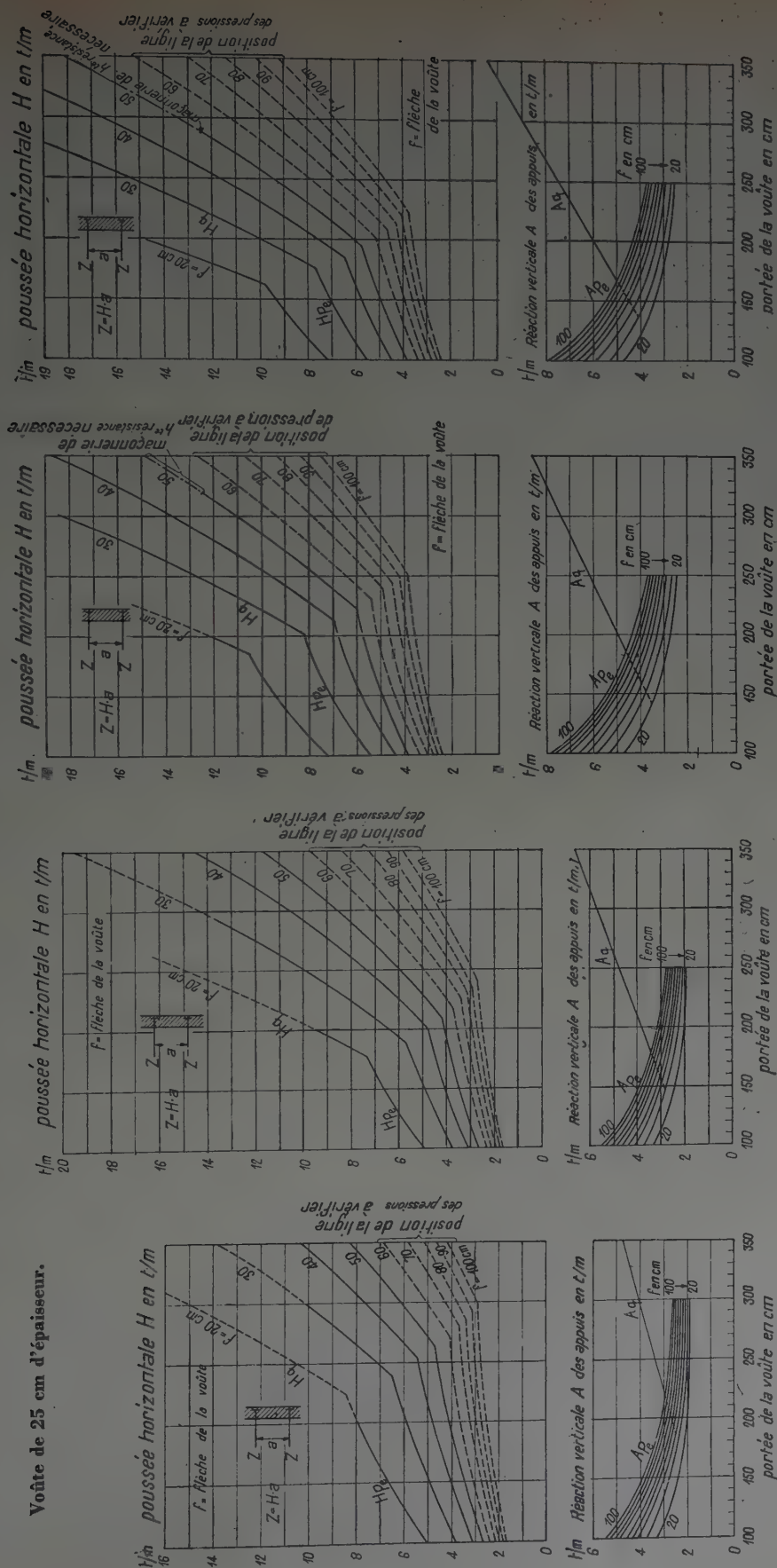


FIG. 55. — Voûte plate, béton de remplissage et plancher.

Épaisseurs admissibles minima du béton et du plancher. Ce mode de construction a servi de base pour l'établissement des abaques de dimensionnement des voûtes.

A titre d'exemple on a tracé la ligne des pressions pour la charge équivalente appliquée au quart de la portée.

Voûte de 25 cm d'épaisseur.



Charge équivalente..... $P_e = 20$ t
 Poids des décombres..... $p = 5.5$ t/m²
 Poids mort..... $g = 0.5$ t/m²

La vérification des contraintes de flexion dans le sens transversal est toujours nécessaire.

Charge équivalente..... $P_e = 20$ t
 Poids des décombres..... $p = 4.4$ t/m²
 Poids mort..... $g = 0.5$ t/m²

La vérification des contraintes de flexion dans le sens transversal est toujours nécessaire.

Charge équivalente..... $P_e = 15$ t
 Poids des décombres..... $p = 3.3$ t/m²
 Poids mort..... $g = 0.5$ t/m²

Pour $f < 60$ cm, il est nécessaire de vérifier les contraintes de flexion dans le sens transversal.

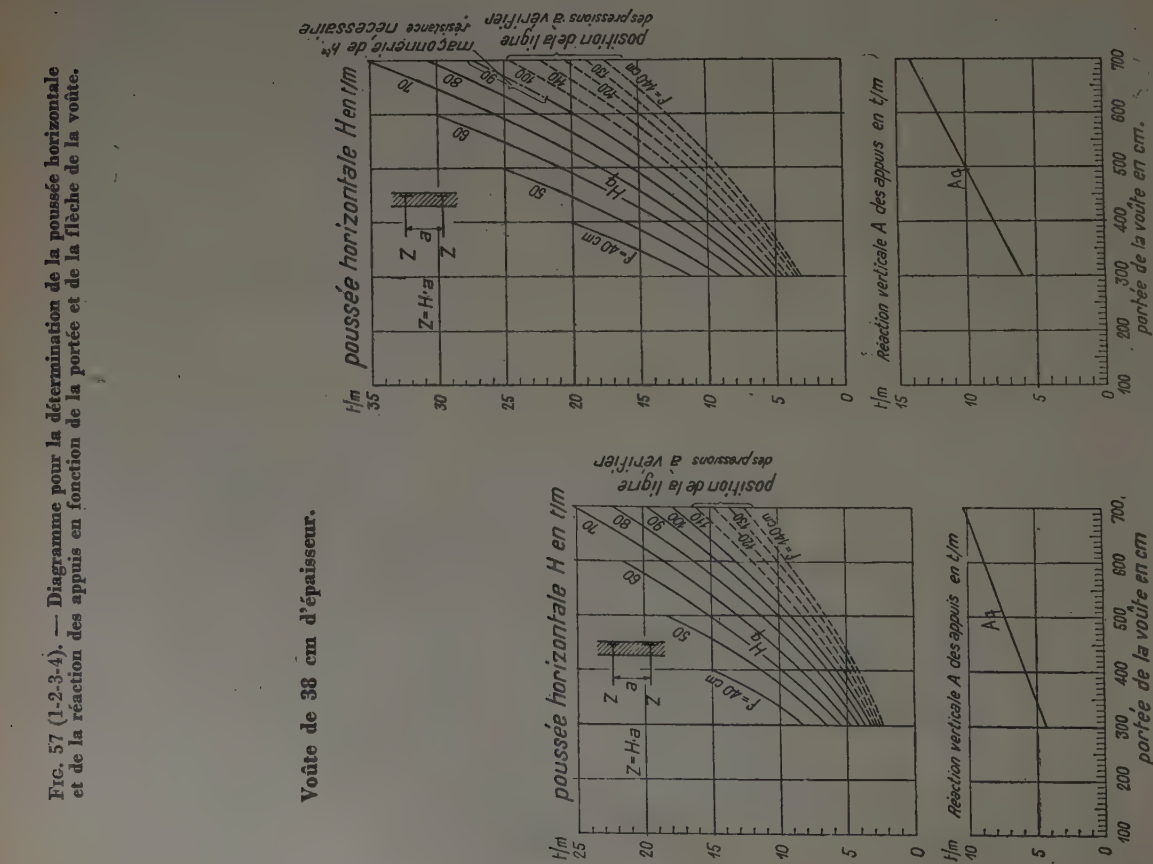
Charge équivalente..... $P_e = 15$ t
 Poids des décombres..... $p = 2.2$ t/m²
 Poids mort..... $g = 0.5$ t/m²

Pour $f < 60$ cm, il est nécessaire de vérifier les contraintes de flexion dans le sens transversal.

FIG. 56 (1-2-3-4). — Diagramme pour la détermination de la poussée horizontale et de la réaction des appuis en fonction de la portée et de la flèche de la voûte.

FIG. 57 (1-2-3-4). — Diagramme pour la détermination de la poussée horizontale et de la réaction des appuis en fonction de la portée et de la flèche de la voûte.

Voûte de 33 cm d'épaisseur.

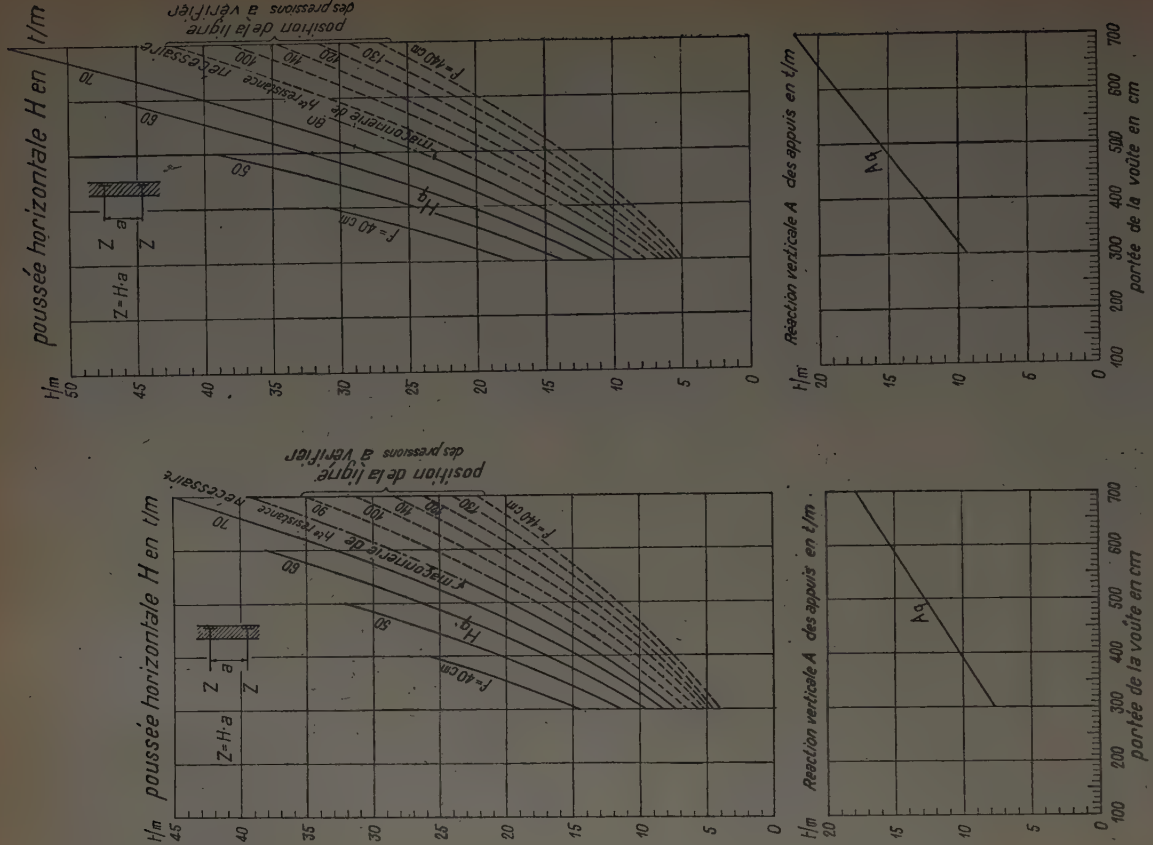


Charge équivalente..... $P_e = 15$ t
Poids des décombres..... $p = 2,2$ t/m²
Poids mort..... $g = 0,7$ t/m²

Charge équivalente..... $P_e = 15$ t
Poids des décombres..... $p = 3,3$ t/m²
Poids mort..... $g = 0,7$ t/m²

Charge équivalente..... $P_e = 20$ t
Poids des décombres..... $p = 4,4$ t/m²
Poids mort..... $g = 0,7$ t/m²

Charge équivalente..... $P_e = 20$ t
Poids des décombres..... $p = 5,5$ t/m²
Poids mort..... $g = 0,7$ t/m²

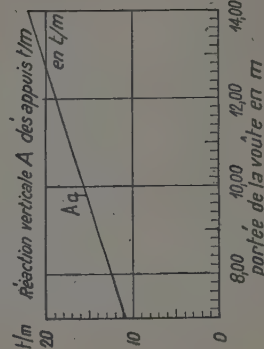
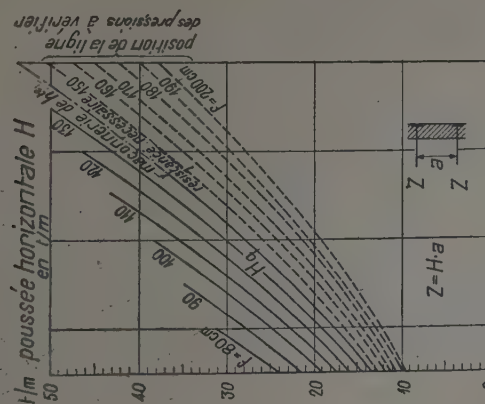


Charge équivalente..... $P_e = 20$ t
Poids des décombres..... $p = 4,4$ t/m²
Poids mort..... $g = 0,7$ t/m²

Charge équivalente..... $P_e = 20$ t
Poids des décombres..... $p = 5,5$ t/m²
Poids mort..... $g = 0,7$ t/m²

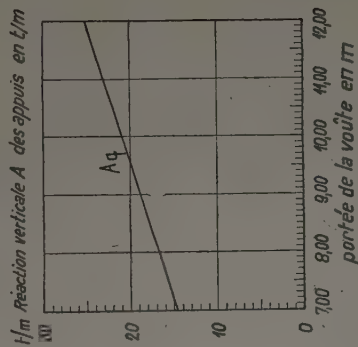
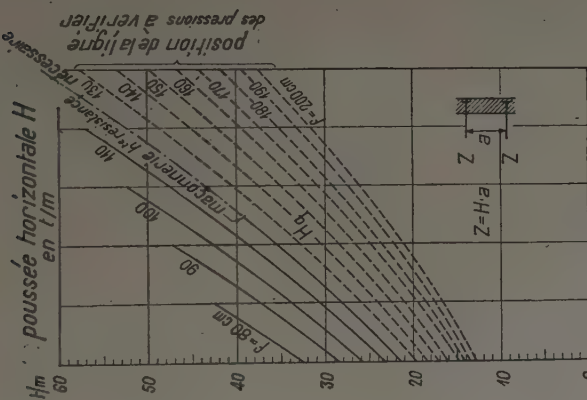
Fig. 58 (1-2-3-4). — Diagramme pour la détermination de la poussée horizontale et de la réaction des appuis en fonction de la portée et de la flèche de la voûte.

Voûte de 51 cm d'épaisseur.



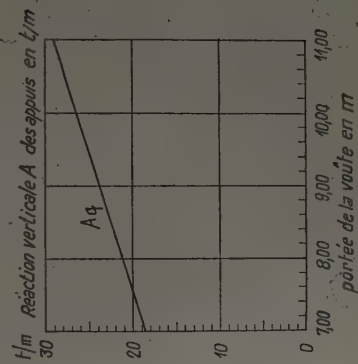
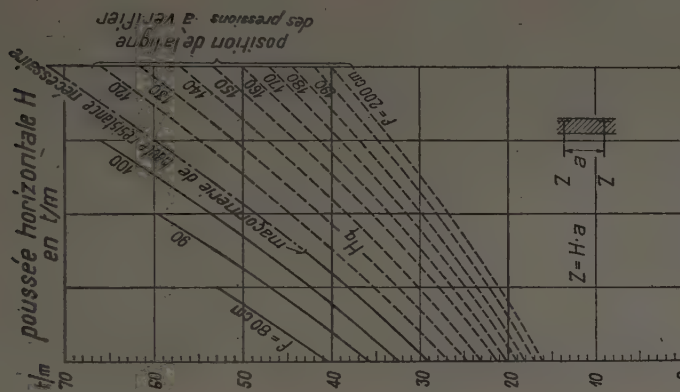
La charge équivalente P_e n'est pas à prendre en compte.

Poids des décombres..... $p = 2,2 \text{ t/m}^2$
Poids mort..... $g = 0,9 \text{ t/m}^2$



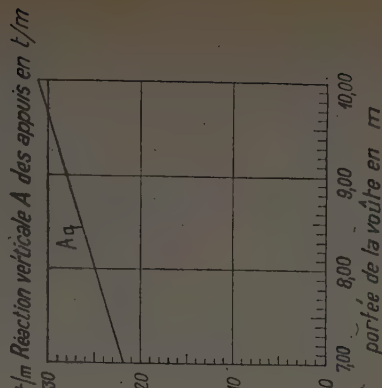
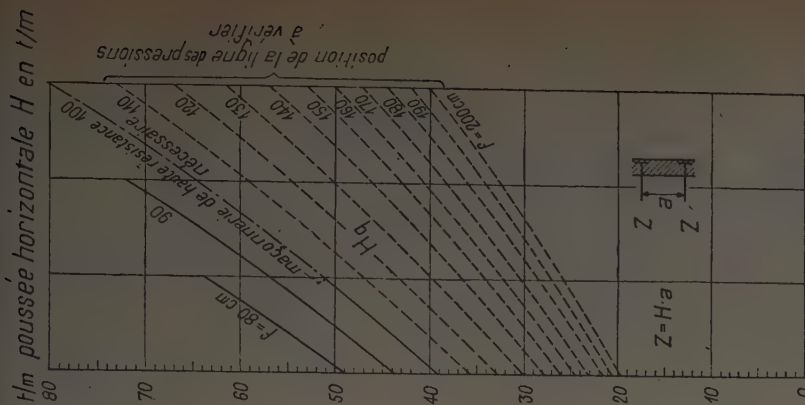
La charge équivalente P_e n'est pas à prendre en compte.

Poids des décombres..... $p = 3,3 \text{ t/m}^2$
Poids mort..... $g = 0,9 \text{ t/m}^2$



La charge équivalente P_e n'est pas à prendre en compte.

Poids des décombres..... $p = 4,4 \text{ t/m}^2$
Poids mort..... $g = 0,9 \text{ t/m}^2$



La charge équivalente P_e n'est pas à prendre en compte.

Poids des décombres..... $p = 5,5 \text{ t/m}^2$
Poids mort..... $g = 0,9 \text{ t/m}^2$

B. — ANNEXE — ÉTUDE THÉORIQUE

I. VUE D'ENSEMBLE

Les voûtes en berceau sont encore calculées de nos jours suivant la vieille méthode de la ligne des réactions. Cette méthode donne une vue générale satisfaisante du jeu des forces; elle montre immédiatement si le diagramme des réactions d'appui est correct et donne l'emplacement des contraintes défavorables et les moyens de déterminer correctement les dimensions; elle permet enfin une estimation de l'état de rupture qui est toujours précédé de dépassements locaux de la résistance à la traction.

Mais par ailleurs, cette méthode, conduit à de graves erreurs quand on l'applique sans connaître les propriétés élastiques des voûtes. Cette précieuse connaissance était familière aux ingénieurs du siècle dernier grâce aux controverses qu'ils avaient eues au sujet de la méthode de la ligne des réactions et de la théorie de l'élasticité, controverses à la suite desquelles la portée de la première méthode a été restreinte au cas des plus petites voûtes, ponceaux, etc. Par une application schématique et purement analytique de la théorie de l'élasticité, la notion du jeu des forces n'était plus aussi claire et les règles fournies pour les lignes de réactions par l'élasticité des matériaux étaient oubliées. Elles seront données dans le paragraphe II après l'exposé d'une méthode simple permettant de dessiner ou de calculer les lignes des pressions suivant la théorie de l'élasticité. Cette dernière méthode consiste en une combinaison nouvelle d'éléments connus depuis longtemps. A l'état de rupture dans les voûtes non armées, à la suite de l'écrasement du matériau, il peut se former aux arêtes des

jointes une ou plusieurs articulations. Par suite, la méthode de la ligne des pressions sera appliquée successivement aux voûtes à trois, deux et une articulation, puis aux voûtes complètement encastrées et encastrées élastiquement. Cela conduit à une plus claire compréhension de la méthode. Elle est applicable aux voûtes armées et non armées, en tenant compte ou non de la résistance à la traction.

L'action des charges concentrées sur les voûtes larges a déjà été souvent étudiée et cette question est maintenant de nouveau à l'ordre du jour puisqu'il faut appliquer la notion de charge équivalente au choc produit par la chute de débris ainsi qu'il est prescrit dans les « Instructions pour la protection antiaérienne des constructions » [2]. L'état actuel de la théorie des coques rigides ne permet pas encore de faire un calcul simple des efforts sous charges concentrées. Dans le paragraphe III, nous indiquons un calcul approximatif dont les résultats concordent suffisamment bien avec les résultats des essais exécutés à ce jour.

Naturellement, tout ingénieur averti se demande quel est le rapport entre l'effort réel provoqué par la chute des matériaux et l'effort calculé suivant les instructions officielles. L'effort réel dépend de l'élasticité de la construction. Dans le paragraphe IV, nous donnons une méthode de calcul des efforts dynamiques provoqués par la chute des matériaux et par les explosions. Les résultats de ce calcul correspondent bien aux résultats des essais.

II. MÉTHODE DE LA LIGNE DES PRESSIONS POUR LE CALCUL DES VOUTES AYANT UN DEGRÉ D'ENCASTREMENT QUELCONQUE AVEC OU SANS ARTICULATIONS

1. Ligne des réactions et ligne des pressions.

On étudie d'abord l'état plan des contraintes, c'est-à-dire qu'on suppose que les charges se distribuent uniformément sur toute la largeur de la voûte, ou encore, que l'on étudie une bande de voûte découpée par des plans rapprochés parallèles au parement et sur lesquels n'agit aucun effort de cisaillement.

Le polygone de forces dans la figure 59 ne contient pour simplifier que deux charges concentrées; toutes les forces funiculaires 1, 2, 3... ont une composante horizontale identique H, c'est la poussée horizontale exercée par la voûte sur les appuis. Elle est positive quand elle pousse sur les appuis et tire sur les tirants. Dans chaque

section de voûte, la poussée horizontale est la composante horizontale de la « force de voûte » qui coïncide avec la ligne des pressions. La force de voûte est positive si elle exerce une compression. L'intersection de H avec la résultante des charges R divise celle-ci en réactions d'appui A à gauche et B à droite. Les réactions verticales des appuis sont des composantes des rayons extrêmes du funiculaire 1 à gauche et 3 à droite.

Si la ligne des pressions dans la section envisagée fait un angle φ avec l'horizontale, l'effort normal dans cette section est :

$$(1) \quad N = \frac{H}{\cos \varphi}$$

Si dans la section m l'effort de voûte K passe à une distance e de l'axe de la voûte (excentricité comptée positivement vers le haut), le moment de l'effort normal par rapport à l'axe de la voûte est :

$$(2) \quad M = Ne = \frac{H}{\cos \varphi} e \\ = H \Delta y = H(z_1 - z).$$

Un moment est positif quand il met l'intrados en traction.

Le moment des forces extérieures par rapport à l'axe de la voûte donné par l'équation (2) peut être interprété encore autrement :

L'équilibre des charges et des réactions qui agissent sur la voûte représentée figure 59 est caractérisé par la fermeture du polygone de ces forces; c'est ainsi que les forces 1, 2, 3, S employées à former le funiculaire et le polygone des forces s'annulent réciproquement.

Si l'on trace la ligne de fermeture s dans le polygone funiculaire de la figure 59 et un rayon parallèle S dans le polygone des forces, celui-ci divise la résultante R en réactions verticales des appuis A et B qui se seraient formées si la voûte était posée sur un appui mobile comme une poutre simple. Dans le polygone des forces, les forces 1, A et $+S$ d'une part et 3, B et $-S$ d'autre part sont en équilibre, tandis que dans le funiculaire les deux groupes se rencontrent toujours en un point de la verticale d'appui. Par la similitude des triangles hachurés sur la figure 59, on a :

$$\frac{M}{H} = \frac{z_1}{x} \quad \text{donc} \quad Mx = Hz_1 = \mathcal{M}$$

où \mathcal{M} est le moment de poutre, c'est-à-dire le moment fléchissant de la voûte appuyée comme une poutre simple.

Cette construction graphique bien connue par son application à une poutre simplement appuyée a, dans le calcul des voûtes, une signification matérielle. Pour un polygone funiculaire quelconque, donc pour un pôle O quelconque, cette construction reste valable et la ligne de fermeture S n'est plus une grandeur fictive de construction, mais une poussée réelle. Elle agit sur l'appui de gauche dans le sens positif, sur l'appui de droite dans le sens négatif, de sorte que son action ne suit plus les règles simples d'équilibre des forces et des réactions qui agissent sur la voûte. Ainsi les lignes des moments de poutres simples représentent les lignes des pressions d'une voûte si elles sont tracées avec un polygone de forces dont la distance polaire H est une force de compression.

En choisissant les ordonnées de l'axe de la voûte proportionnelles aux ordonnées de la ligne des moments

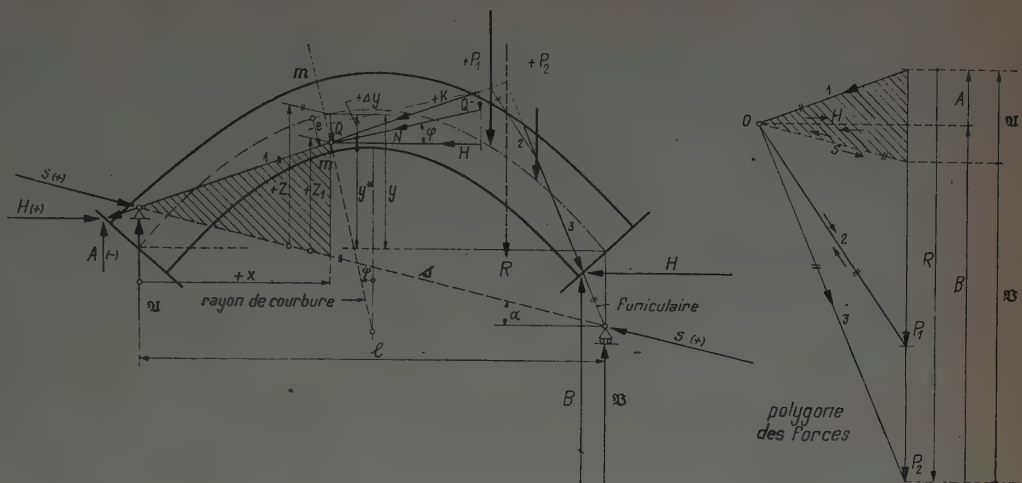


FIG. 59. — Efforts internes.

d'une poutre simple de même portée que la voûte, on trouve, si les appuis sont immobiles, une poussée qui fait coïncider la ligne des poussées avec l'axe de la voûte. Ceci est valable tant que les déplacements de l'axe de la voûte provoqués par la compression restent approximativement proportionnels aux ordonnées initiales de cet axe.

Dans la voûte, le « moment de poutre » dû à la charge considérée sur la poutre de portée l sera diminué du moment de la force de fermeture S' rapportée au milieu de la section envisagée :

$$Sz \cos \alpha = Hz.$$

L'expression (2) peut donc s'écrire :

$$(2') \quad M = \mathcal{M} - Hz.$$

Cette forme se prête bien au calcul analytique des voûtes.

Suivant la définition de MOSELEY [7] ce polygone funiculaire dessiné dans la voûte de la figure 59 est appelé ligne des pressions (line of pressure) [8]. Elle donne la position et la direction des pressions dans la voûte, c'est-à-dire les « efforts de voûte ». On l'appelle aussi ligne des résultantes (Mittelkraftlinie).

La ligne des réactions est le lieu géométrique des points où les résultantes des pressions rencontrent les joints normaux à l'axe de la voûte, c'est-à-dire qu'elle donne le parcours des forces d'appui suivant lesquelles les voussoirs (réels ou imaginaires) s'appuient les uns sur les autres.

La ligne des réactions ne coïncide pas en général avec la ligne des pressions, mais se trouve un peu au-dessus comme on le voit figure 60. Pour tracer la ligne des pressions dues au poids propre, on divise la voûte en un certain nombre de bandes [9]; si les divisions sont verticales,

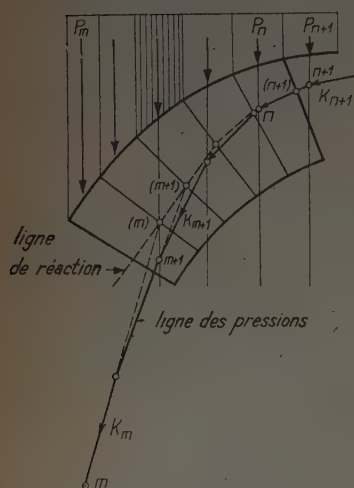


FIG. 60. — Ligne des réactions et ligne des pressions.

Division en bandes par coupes radiales.

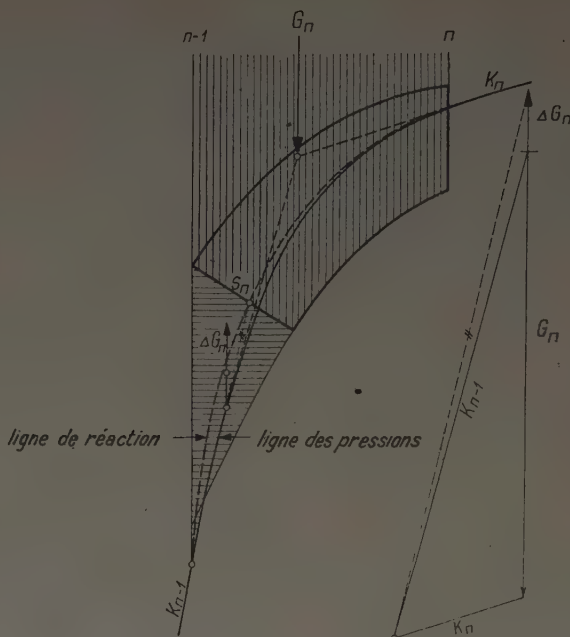


FIG. 61. — Ligne des réactions et ligne des pressions.

Division en bandes par coupes verticales.

les lignes des pressions et des réactions coïncident exactement, mais ce mode de division provoque une inexactitude dans la distribution des charges, que l'on peut compenser en tenant compte du poids des prismes qui sont limités par les divisions radiales et verticales (voir fig. 61).

G_n = poids total entre deux divisions verticales $n-1$ et n ;
 ΔG_n = poids du prisme entre les divisions verticale et normale.

Souvent on confond la ligne des pressions avec la ligne des réactions. Cette confusion a généralement peu d'importance puisque dans la plupart des cas pratiques la déviation peut être négligée, ce qui a d'ailleurs lieu dans l'étude qui suit.

PONCELET et MOSELEY utilisaient déjà les positions limites de la ligne des réactions.

La ligne minimum des réactions donne la plus petite poussée horizontale qui passe encore à l'intérieur de la voûte. En général, elle touche l'extrados à proximité de la clef et l'intrados à proximité des naissances et elle se forme toujours dans le cas d'un recul des appuis.

La ligne maximum des réactions ou ligne passive des réactions donne la plus grande poussée horizontale possible qui reste encore à l'intérieur de la voûte. Elle touche en général l'intrados à la clef et l'extrados aux naissances.

Si, dans une série de voûtes continues, le chargement des deux voûtes encadrant la voûte considérée est tel que la poussée de ces voûtes voisines est relativement plus grande que dans la voûte étudiée, ou si dans un pont la poussée des terres sur la culée dépasse la poussée de la voûte, il se forme une ligne maximum de réactions.

Par contre, une ligne minimum des réactions se forme quand la poussée horizontale ne dépasse pas la grandeur nécessaire pour conserver l'équilibre puisque le décoffrage et le chargement agissent graduellement. C'est le principe

de la plus petite résistance de MOSELEY (Principe of least pressure) [10].

Dans le passé, on prenait des lignes des réactions affleurant les surfaces de voûte suivant la théorie de renversement de COULOMB [11, 12]. Ces voûtes ainsi calculées ne se sont pas effondrées quoique n'étant pas armées, alors que les pressions devaient être extrêmes dans les arêtes des pierres où passaient les réactions. NAVIER [13] et PONCELET [8] ont déjà fait voir que, par suite de l'élasticité des pierres, les pressions ne pouvaient jamais agir dans une arête. CULMANN a traduit cette façon de voir sous forme de « Principe de la sollicitation la plus favorable ». Quand la ligne des pressions s'approche trop en quelques points de l'arête d'un joint, ils s'y produit une forte compression du mortier et les parties du mortier qui se trouvent les plus profondes sont comprimées aussi, ce qui provoque un déplacement de la ligne des pressions vers le milieu du joint [14]. WINKLER disait de ces principes, qui n'étaient pas encore évidents [15], que ce n'était pas la « malice du matériau » qui trouvait dans la voûte la ligne des réactions la plus favorable; il a prouvé que l'élasticité du matériau déterminait parfaitement la position de la ligne des pressions et a fait enfin admettre la théorie élastique des voûtes.

Pour l'application ordinaire de la ligne des réactions, on suppose — comme l'a fait NAVIER — une distribution linéaire des contraintes dans la section de la voûte. On voit tout de suite que la totalité du joint participe à la transmission de la compression mais seulement quand la pression ne sort pas du noyau central, c'est-à-dire du tiers intérieur pour la section rectangulaire. On considère la voûte comme bien construite quand, pour toutes les charges possibles, la ligne des réactions reste dans le tiers intérieur. L'axe de la voûte est d'autant mieux tracé qu'il s'écarte le moins possible des lignes des réactions. En même temps, les contraintes admises ne doivent nulle part être dépassées et pour une utilisation meilleure du matériau chaque section de la voûte doit subir des pressions maxima analogues aux autres. Pour la détermination de la ligne des réactions, on choisit arbitrairement trois points et la ligne est tracée comme pour une voûte à trois articulations.

Le calendrier suisse de l'Ingénieur ⁽¹⁾ indique : « Pour une charge complète on dessine une ligne des réactions passant par le point supérieur du noyau central à la clef et par les points inférieurs (intérieurs) des noyaux centraux aux naissances; pour une charge latérale la ligne passe par le milieu du joint à la clef, par le point inférieur du noyau, du côté chargé et par le point supérieur (extérieur) du noyau du côté libre. Dans les voûtes demi-circulaires

(1) Schweizer Ingenieur-Kalender.

et en anse de panier surélevé, les points de passage de la ligne des réactions se trouvent dans les joints de rupture et non dans les naissances. Les joints de rupture font un angle de 30° environ avec l'horizontale. »

En réalité, c'est-à-dire en tenant compte de la capacité de déformation des matériaux de la voûte, on peut prouver que les points de passage, arbitrairement choisis de la ligne des réactions, ne se trouvent pas, d'une manière générale, aux endroits prévus à une distance du 1/6 de l'épaisseur à partir de l'axe. Les distances de ces points de passage ne dépendent pas de l'épaisseur de la voûte. Dans les voûtes encastrées, cette position dépend de la forme de la charge et un peu du changement de l'épaisseur le long de la voûte. Si, par exemple, on réduit de moitié toutes les épaisseurs d'une voûte, la distance entre la ligne des réactions et l'axe dans les joints de rupture ne sera pas réduite de moitié, mais reste la même en réalité. Par contre, si pour la même épaisseur la flèche de la voûte est doublée, la distance verticale double également entre la ligne des réactions et l'axe. Mais les indications de la méthode de la ligne des réactions sont surtout erronées dans le cas de mouvements possibles des appuis. Par exemple, dans les voûtes massives dont les appuis sont réunis par des tirants, à cause de l'allongement de ces derniers, les lignes des pressions ne peuvent pas a priori rester dans le noyau central. Si, en plus de cela, on trace la ligne des réactions comme on le ferait pour trois rotules [16], c'est-à-dire en prenant comme rotules les points de passage, arbitrairement choisis de la ligne des réactions, on perd complètement de vue les idées dominantes initiales. Par le choix arbitraire des lignes des réactions, on rend également incertaines les valeurs des contraintes et les degrés de sécurité calculés par la suite.

Le procédé de calcul des petites voûtes indiqué ci-dessus est désigné généralement sous le nom de méthode de ligne de réactions (Stützlinienverfahren) quoique en réalité ce soient déjà des lignes de pressions.

En réalité, toutes les voûtes en acier, en maçonnerie armée ou non armée, suivent presque exactement la théorie de l'élasticité comme l'ont prouvé depuis longtemps les calculs exécutés à la suite de multiples mesures de déformations [17]. L'élasticité des voûtes détermine la position des lignes des pressions.

Dans les paragraphes qui suivent, un procédé de calcul sera exposé en utilisant les méthodes graphiques et analytiques. Ce procédé pratique permet de déterminer simplement et avec toute l'exactitude voulue le parcours des lignes des pressions. Il permet également de se faire une idée des différentes influences qui agissent sur les lignes des pressions, sur les contraintes et les degrés de sécurité. La notion générale qu'on acquiert ainsi rend également d'excellents services pour le contrôle des calculs.

À l'opposé de l'ancienne méthode de la ligne des réactions, le procédé exposé dans les paragraphes suivants sera désigné sous le nom de « méthode de la ligne des pressions » (Drucklinienverfahren).

2. Rapport des contraintes internes et des déformations.

A. CONTRAINTES INTERNES.

Les considérations exposées ci-après donnent une bonne notion du tracé des forces intérieures et des déformations.

La connaissance exacte de l'interdépendance des forces intérieures et des déformations fournit une base permettant de déterminer la position statiquement indéterminée des lignes des pressions. Ensuite, la connaissance des déformations est nécessaire pour déterminer la distribution dans l'espace des charges concentrées comme il est précisé au paragraphe III.

On étudie l'influence des moments fléchissants et des efforts normaux sur les déformations tandis que le cisaillement est généralement négligeable.

De même, on peut négliger l'influence de la courbure [18] sur la répartition des contraintes et conserver la formule de HOOKE-NAVIER valable pour les barres droites [19] :

$$(3) \quad \sigma = \frac{N}{F} + \frac{M}{J} \xi.$$

Les notations sont indiquées figure 62. On considère comme positives les compressions et les ordonnées ξ des éléments de surface au-dessus de l'axe de la voûte.

En considérant dans la section a l'équilibre d'un élément de voûte ds , on tire de l'équation des moments par rapport au centre de l'élément en négligeant les infiniment petits du second ordre :

$$(4) \quad \frac{dM}{ds} = Q$$

pour un petit déplacement de la section envisagée, l'accroissement unitaire du moment est égal à l'effort tranchant.

L'équilibre des forces dans le sens radial donne pour un petit déplacement de la section une augmentation unitaire de l'effort tranchant :

$$(5) \quad \frac{dQ}{ds} = \frac{N}{R} - q \cos^2 \varphi = \frac{N}{R} - q_n$$

q = charge verticale par unité de longueur de la projection horizontale;

q_n = composante spécifique de la charge perpendiculaire à l'axe de la voûte.

Pour la ligne des pressions ou ligne de la résultante, on a toujours $\frac{dQ}{ds} = 0$, donc la valeur de la résultante est :

$$(5') \quad N = Rq \cos^2 \varphi = Rq_n.$$

Cette relation valable dans tous les cas est utile pour le calcul approximatif des voûtes, surtout pour les voûtes à surcharge (par exemple dans les tunnels) où l'étude des déformations montre tout de suite que la ligne des poussées est déviée par la poussée passive du terrain vers le milieu de la section de la voûte.

Si l'on déplace la section d'une unité de longueur, l'équilibre dans le sens tangentiel nous donne pour l'accroissement de la force longitudinale :

$$(6) \quad \frac{dN}{ds} = -\frac{Q}{R} - q \sin \varphi \cos \varphi = -\frac{Q}{R} - q_t$$

où q_t est la composante spécifique de la charge dans le sens tangentiel.

Si la voûte est appuyée comme une poutre simple, la poussée horizontale sera $H = 0$ et on a toujours : $N = Q \operatorname{tg} \varphi$.

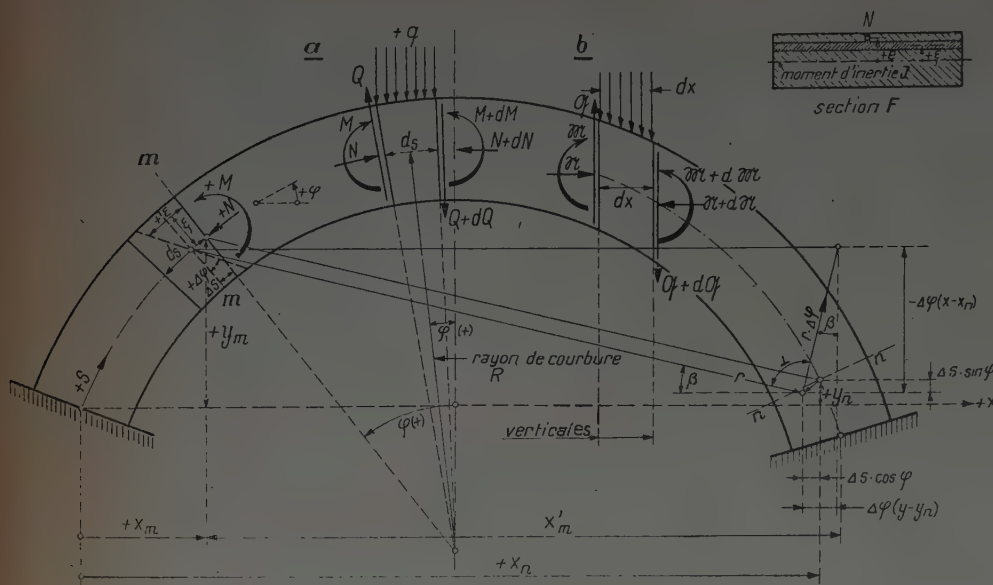


FIG. 62. — Efforts internes et déformations.

Si l'on considère dans la section *b* de la figure 62 un élément découpé par deux plans verticaux espacés de dx , l'équilibre de cet élément donne les conditions suivantes pour les forces intérieures qui agissent dans la section verticale de la voûte, en considérant ces forces intérieures comme fonction des abscisses.

Inclinaison de la ligne des moments : $\frac{dM}{dx} = R$.

Inclinaison de la ligne R :

$$(7) \quad \frac{dR}{dx} = -q = \frac{d^2M}{dx^2}$$

= Accroissement élémentaire de l'inclinaison de la ligne de moment
= courbure $\frac{1}{\rho}$ de la ligne des moments.

Inclinaison de la ligne M : $\frac{dM}{dx} = 0$ avec appui libre.

Force longitudinale $M = \text{const.}$

B. LIGNES DES PRESSIONS POUR DIFFÉRENTS TYPES DE CHARGES. •

Dans le paragraphe précédent 1, il a été montré qu'une ligne de moments d'une poutre simple, de même portée que la voûte, dessinée à l'échelle $1 : H$, représente la ligne de pression de la voûte pour une poussée horizontale H . L'équation différentielle déduite ci-dessus pour les moments M est donc aussi l'équation différentielle de la ligne des pressions avec les ordonnées y^* et une poussée horizontale H , si elle est écrite sous la forme suivante :

$$(8) \quad H \frac{d^2y^*}{dx^2} = -q$$

où q est généralement une fonction de x .

Quelques exemples feront voir l'interdépendance de la forme de la ligne des pressions et de la loi de distribution de la charge $q(x)$. On verra ainsi comment il faut choisir

la meilleure forme de voûte pour une charge donnée, ou comment doit être distribuée la charge permanente sur une voûte donnée pour que les déviations de la ligne des pressions, c'est-à-dire les moments fléchissants dans la voûte, soient les plus petits possible [20].

Exemple 1. La ligne des pressions est une parabole :

$$y^* = f \left[1 - 4 \left(\frac{x}{l} \right)^2 \right] \quad (\text{voir fig. 63 a})$$

par une double différenciation, on obtient :

$$\frac{q}{H} = -\frac{d^2y^*}{dx^2} = \frac{8f}{l^2} = \text{const.}$$

Puisque, d'après le paragraphe 1, la poussée horizontale H est constante sur toute la ligne des pressions, q est aussi constant. L'équation indiquée de la ligne des pressions est également valable pour toute charge constante q uniformément répartie par unité de longueur de la projection horizontale. La poussée horizontale sera toujours :

$$H = \frac{q}{\frac{d^2y^*}{dx^2}} = \frac{ql^2}{8f}.$$

Exemple 2. La ligne des pressions est un arc de cercle (fig. 63 b).

$$y^* = \sqrt{R^2 - x^2} = \sqrt{R^2 - \left(\frac{l}{2} \right)^2}$$

$$\frac{d^2y^*}{dx^2} = -\frac{R^3}{(R^2 - x^2)^{3/2}} = -\frac{q}{H}$$

Si pour $x = 0$ la charge verticale unitaire à la clef est q_0 , la poussée horizontale sera :

$$H = q_0 R.$$

On peut prouver facilement que cette interdépendance est générale et valable pour chaque ligne des pressions; la poussée horizontale est toujours égale à la charge unitaire à la clef multipliée par le rayon de courbure de la ligne des pressions à la clef.

Le rapport de la charge unitaire q au point x à la charge unitaire à la clef q_0 est :

$$\frac{q}{q_0} = \frac{R^3}{(R^2 - x^2)^{3/2}} = \frac{1}{\cos^3 \varphi}.$$

Cette expression peut sans difficulté se représenter graphiquement, comme on le voit figure 63 b.

Il est clair maintenant qu'un demi-cercle ou une anse de panier ayant une tangente verticale aux naissances ne peut jamais être une ligne des réactions car la charge correspondante q devrait être infiniment grande aux naissances puisque $\cos \varphi = 0$. Le demi-cercle et l'anse de panier sont donc des formes particulièrement défavorables, ce que les constructeurs romains ne savaient évidemment pas.

Les développements ci-dessus montrent aussi que les contraintes dans une voûte plate dont la coupe longitudinale est une partie d'anneau circulaire peuvent être améliorées par augmentation de la charge permanente à proximité des naissances, suivant l'indication de la construction donnée à la figure 63 b.

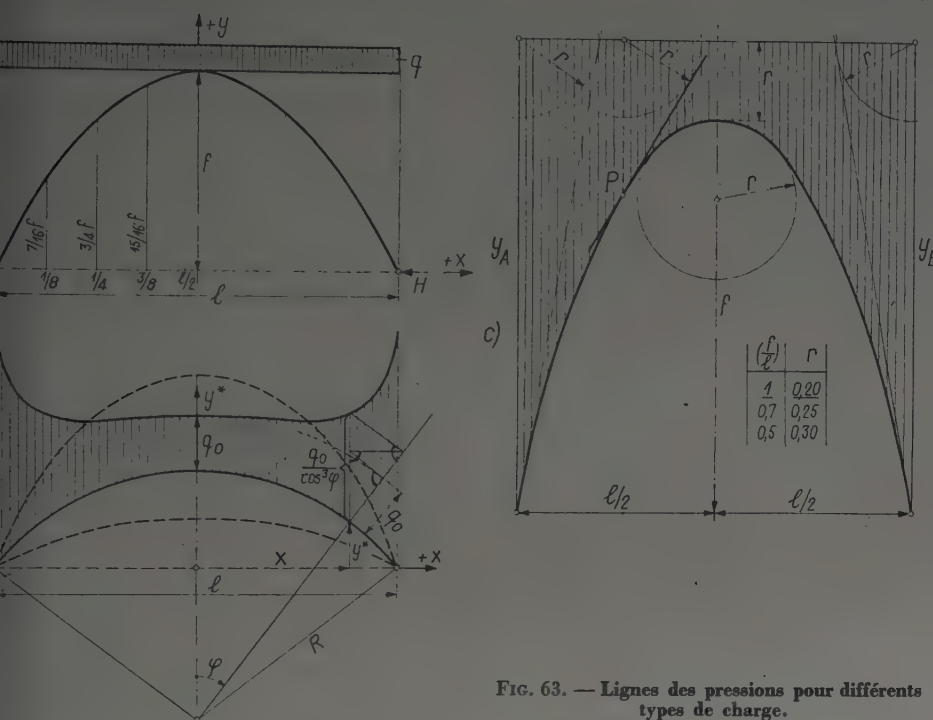


FIG. 63. — Lignes des pressions pour différents types de charge.

Exemple 3. L'axe de la voûte est un segment symétrique d'ellipse.

On peut imaginer que cette forme de voûte est obtenue par multiplication des ordonnées d'un arc de cercle par un facteur convenable K. Ainsi le raisonnement mathématique fait pour l'exemple 2 n'a pas à être sensiblement modifié. La poussée horizontale sera seulement réduite dans le rapport K, et la construction graphique de la charge unitaire comme elle a été faite dans la figure 63 b doit être exécutée pour l'arc de cercle de même portée dont l'ellipse est la projection.

Exemple 4. Quelle est la ligne des pressions pour le poids propre d'une voûte de section constante ?

Si le poids de la voûte par unité de longueur est g, le poids par unité de longueur de la projection horizontale sera :

$$q = g \frac{ds}{dx} = g \sqrt{1 + \left(\frac{dy^*}{dx}\right)^2}$$

l'équation (8) montre donc, si y^* est mesuré cette fois positivement vers le bas, que l'on a :

$$H \frac{d^2 y^*}{dx^2} = g \sqrt{1 + \left(\frac{dy^*}{dx}\right)^2}$$

c'est l'équation différentielle bien connue de la chaînette ; sa solution est [21] :

$$y^* = r \operatorname{ch} \frac{x}{r} \quad \left\{ \begin{array}{l} \operatorname{ch} = \text{cosinus hyperbolique} \\ \operatorname{sh} = \text{sinus hyperbolique} \end{array} \right.$$

où r est le rayon de courbure à la clef et en même temps l'ordonnée de la clef.

Ce résultat peut être tiré directement du fait que les conditions d'équilibre valables pour un câble libre sous la charge de son poids propre, restent valables si l'on change le sens des forces.

La valeur r doit être tirée de la condition que pour $x = \frac{l}{2}$, l'ordonnée $y^* = f + r$. Cette condition introduite dans l'équation de la chaînette donne l'équation suivante pour la valeur $\frac{l}{2r}$:

$$\frac{2f}{l} \left(\frac{l}{2r} \right) = \operatorname{ch} \frac{l}{2r} - 1.$$

Cette équation sera aisément résolue graphiquement en utilisant les tableaux des fonctions hyperboliques [22].

La charge unitaire par unité de longueur de la projection horizontale sera donc, d'après ce qui précède :

$$q = g \sqrt{1 + \left(\frac{dy^*}{dx}\right)^2} = g \sqrt{1 + \left(\operatorname{sh} \frac{x}{r}\right)^2} = g \operatorname{ch} \frac{x}{r}$$

elle est donc proportionnelle aux ordonnées y^* de la chaînette représentée dans la figure 63 c.

La tangente en un point quelconque de la chaînette sera également tangente au cercle de rayon r tracé autour du pied de l'ordonnée de ce point.

C. DÉFORMATIONS.

La figure 62 représente très agrandies les déformations d'un élément ds dans la section m.

A une distance + ξ de l'axe de la voûte on a, suivant la loi de HOOKE, d'après l'équation (3), une compression :

$$\epsilon = \frac{N}{EF} ds + \frac{M}{EJ} \xi ds.$$

La déformation de l'élément ds est donc composée d'une compression uniforme $\Delta s = \frac{Nds}{EF}$ et d'une rotation de la section $\Delta \varphi = \frac{Mds}{EJ}$. La première compression uniforme déplace l'axe de la voûte dans la section n. de — $\Delta s \cdot \cos \varphi$ vers la gauche, c'est-à-dire vers l'intérieur

et de $\Delta s \sin \varphi$ vers le bas. D'autre part, si pour le petit angle $\Delta \varphi$ on confond l'arc $\Delta \varphi$ avec $\tan \Delta \varphi$, l'axe de la voûte dans la section n sera déplacé par la rotation de $r \Delta \varphi \sin \beta$ vers l'extérieur et de $r \Delta \varphi \cos \beta$ vers le haut. Puisque $r \sin \beta = y_m - y_n$, et $r \cos \beta = -(x_m - x_n)$ on obtient en additionnant les déplacements de tous les éléments ds :

1° Déplacement vertical (positif vers le bas) :

$$(9) \quad \eta_n = \int_0^{x_n} \frac{M ds}{EJ} (x - x_n) + \int_0^{x_n} \frac{N ds}{EF} \sin \varphi.$$

2° Déplacement horizontal (positif vers la droite) :

$$\xi_n = \int_0^{x_n} \frac{M ds}{EJ} (y - y_n) - \int_0^{x_n} \frac{N ds}{EF} \cos \varphi.$$

(Les ordonnées y , y_n et les angles φ sont des fonctions de x , x_n . L'appui de gauche est supposé fixe. Pour $x = 0$: $\eta = 0$, $\xi = 0$.)

Ces deux équations peuvent être écrites différemment, si l'on prend en considération (1) et (2) :

$$(9') \quad \eta_n = - \int_0^{x_n} \frac{H ds}{EJ} (y^* - y) (x_n - x) + \int_0^{x_n} \frac{H ds}{EF} \tan \varphi$$

$$\xi_n = - \int_0^{x_n} \frac{H ds}{EJ} (y^* - y) (y_n - y) - \int_0^{x_n} \frac{H ds}{EF}$$

où

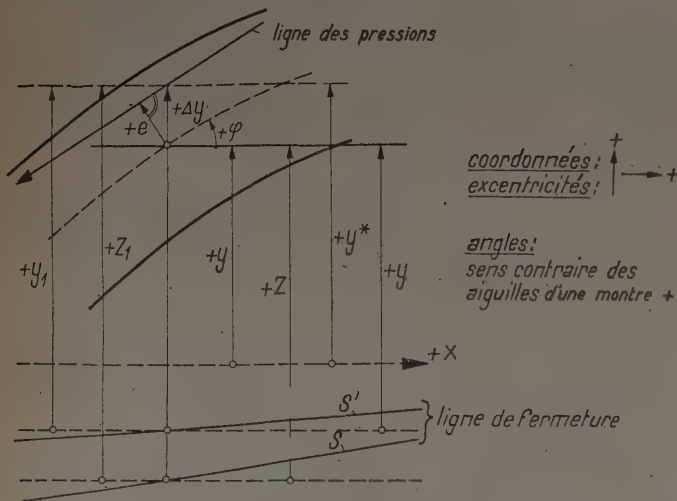
y^* , x sont les coordonnées de la ligne des pressions;
 y , x sont les coordonnées de l'axe de la voûte;
 y_n , x_n sont les coordonnées de l'axe de la voûte dans la section n .

Le deuxième membre de ces expressions, qui représente l'influence de la force longitudinale N , est ordinairement beaucoup plus petit que le premier membre, qui exprime l'influence des moments fléchissants sur les déformations. Dans la suite, on négligera donc d'abord l'influence de la force longitudinale, mais elle pourra toujours être prise en considération par addition.

L'équation (9) montre que la ligne des flexions verticales ou horizontales est égale à la ligne des moments de la

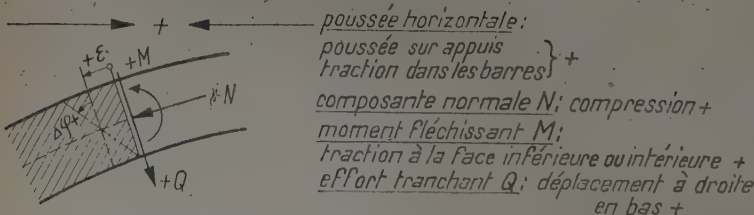
charge P, q : ↓ +

réactions des appuis A, B, α, β : ↑ +



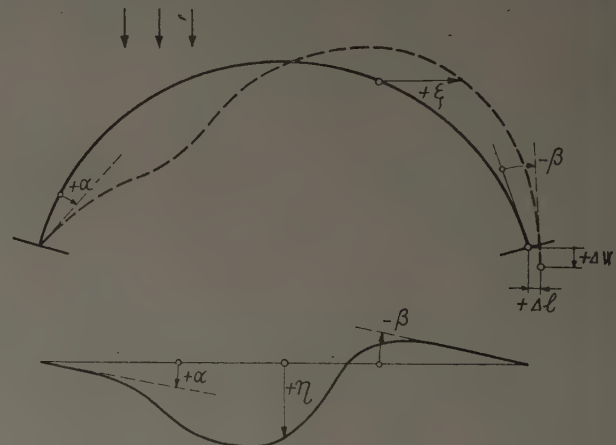
coordonnées :
 excentricités : ↑ +

angles :
 sens contraire des
 aiguilles d'une montre +



raccourcissement : + ϵ

rotation $\Delta \varphi$ des profils : sens contraire des
 aiguilles d'une montre +



rotation des appuis : α, β : vers l'intérieur +
 inclinaison δ de la ligne élastique : sens des aiguilles
 d'une montre +

flèches verticales η : vers le bas +
 déplacements horizontaux ξ : vers la droite +
 déplacement horizontal relatif des appuis ΔL :
 accroissement de la distance +
 déplacement vertical relatif des appuis ΔV :
 abaissement de l'appui de
 droite par rapport à l'appui
 de gauche +

FIG. 64. — Règles des signes.

voûte appuyée comme une poutre simple, si elle est chargée par unité de longueur de son axe avec des poids fictifs $\frac{M}{EJ}$.

Ainsi par analogie, pour les flexions verticales η et horizontales ξ l'équation différentielle (7) est applicable et prend la forme suivante :

$$(10) \quad \begin{aligned} \frac{d^2\eta}{dx^2} &= -\frac{M}{EJ} \frac{ds}{dx} \text{ pour la verticale;} \\ \frac{d^2\xi}{dy^2} &= -\frac{M}{EJ} \frac{ds}{dy} \text{ pour l'horizontale.} \end{aligned}$$

On en déduit l'angle de rotation de la ligne élastique au point n en radians :

$$(11) \quad \left(\frac{d\eta}{dx}\right)_n = \left(\frac{d\xi}{dy}\right)_n = \alpha - \int_0^{x-n} \frac{M}{EJ} ds = \chi_n$$

La constante d'intégration α se détermine par la condition que pour $x = 0$ et $x = +l$, c'est-à-dire aux naissances, l'axe ne doit pas avoir de flèches η ou bien que celles-ci doivent seulement atteindre des valeurs prévues. Dans le premier cas, on voit tout de suite par l'équation (9) que la constante α est la réaction verticale de la voûte simplement appuyée due aux charges verticales $\frac{Mds}{EJ}$.

L'inclinaison de la ligne élastique verticale ou horizontale est donc identique et égale à l'effort tranchant χ mesuré en radians, dû à une charge fictive $\frac{Mds}{EJ}$ agissant sur une voûte simplement appuyée. Si l'on néglige les changements de longueur résultant des efforts normaux, de la température et du retrait, les tangentes conjuguées des lignes élastiques verticale et horizontale sont perpendiculaires les unes aux autres. De même, les rayons du polygone de forces et du funiculaire (si les lignes élastiques sont construites graphiquement). Ici, il est utile de charger la voûte par les poids élastiques multipliés par EJ , c'est-à-dire par le diagramme des moments M . Si l'on choisit comme distance polaire $H = \frac{EJ}{r}$, les ordonnées des lignes élastiques apparaissent à l'échelle de l'unité de longueur du dessin agrandie r fois.

Les relations déterminées donnent également des indications sur le parcours des efforts internes et des déformations, compte tenu des règles de signes données dans la figure 64 :

$$\text{Ligne des pressions : } H \frac{d^2y^*}{dx^2} = -q$$

$$H \frac{dy^*}{dx} = H - \int_0^x q dx = H$$

elle est convexe vers le haut puisque négative; la courbure est proportionnelle à q .

Au point où l'effort tranchant de la poutre simple est égal à zéro, la tangente à la ligne des pressions est parallèle à la ligne de fermeture. A la naissance, l'incli-

naison de la ligne des réactions est égale à la réaction d'appui de la poutre simple divisée par la poussée horizontale de la ligne des réactions.

$$Hy^* = \int_0^x R dx.$$

L'ordonnée y^* de la ligne des réactions (mesurée en partant de la ligne de fermeture) multipliée par la poussée horizontale est égale au moment de la poutre simple dans la section envisagée.

Forces internes :

$$M = H(y^* - y)$$

Le moment par rapport à l'axe de la voûte est égal à la poussée horizontale multipliée par la distance verticale de la ligne des réactions à l'axe de la voûte.

$$\frac{dM}{ds} = Q = -EJ \frac{d^3\eta}{dx^3} \cos \varphi$$

L'inclinaison de la ligne des moments est égale à Q . Le moment M a un maximum ou un minimum quand, dans une section de voûte, l'effort tranchant Q devient égal à zéro.

$$\frac{d^2M}{ds^2} = \frac{dQ}{ds} = \frac{N}{R} - q \cos^2 \varphi$$

Pour un petit φ et un grand R

$$-q \approx -EJ \frac{d^4\eta}{dx^4}$$

Quand les moments positifs sont reportés à partir de l'axe de la voûte vers le haut, la ligne des moments est toujours convexe vers le haut.

Si q est grand, la courbure de la ligne des moments est forte.

$$\begin{aligned} \frac{dN}{ds} &= -\frac{Q}{R} - q \sin \varphi \cos \varphi \\ &\approx 0 \text{ pour } \varphi \text{ petit et } R \text{ grand.} \end{aligned}$$

L'effort normal dans les voûtes plates est approximativement constant.

Déformations. — L'équation différentielle de la flexion verticale η est :

$$\frac{d^2\eta}{dx^2} = -\frac{M}{EJ \cos \varphi}$$

Si le moment M est positif, la ligne des flexions verticales est concave vers le haut; si le moment M est négatif, la ligne de ces flexions est convexe vers le haut.

Si M est grand, la courbure de la ligne élastique est forte.

Équation différentielle de la flexion horizontale ξ :

$$\frac{d^2\xi}{dy^2} = -\frac{M}{EJ \sin \varphi}$$

Suivant que $\frac{M}{\sin \varphi}$ est positif ou négatif, la ligne élastique est convexe ou concave vers la droite.

Pour $M = 0$, on a les points d'inflexion des lignes élastiques verticale et horizontale

$$\left(\frac{d\eta}{dx}\right)_n = \left(\frac{d\xi}{dy}\right)_n = \alpha - \int_0^{x=n} \frac{M}{EJ} ds = \chi_n$$

L'inclinaison des lignes élastiques est égale à l'effort tranchant d'une poutre simple (mesurée positivement en radians dans le sens des aiguilles d'une montre) de même portée que la voûte chargée par les poids $\frac{Mds}{EJ}$. Si cet effort tranchant $\chi_n = 0$, la flèche sera maximum ou minimum suivant que la valeur donnée par les équations précédentes pour $\frac{d^2\eta}{dx^2}$ ou $\frac{d^2\xi}{dy^2}$ sera plus petite ou plus grande que zéro.

L'angle de rotation de l'appui α mesuré en radians est égal à la réaction d'appui d'une poutre simple ayant les mêmes appuis chargée par les poids $\frac{Mds}{EJ}$.

$$\eta_n = \int_0^{x=n} \chi dx \quad \xi_n = \int_0^{y=n} \chi dy$$

Les flèches verticales ou horizontales sont les lignes des moments d'une voûte simplement appuyée et chargée verticalement ou horizontalement par les poids $\frac{Mds}{EJ}$.

Les conventions des signes sont représentées sur la figure 64.

Par intégration des précédentes équations différentielles, on peut déterminer les efforts internes et les déformations comme cela a été fait par exemple dans l'ouvrage de l'auteur sur les tuyaux enterrés [23]. Mais, dans la suite, on appliquera une méthode plus commode d'intégration graphique par polygone funiculaire.

3. Méthode des lignes de pressions.

On va exposer maintenant la construction des lignes de pressions pour voûtes statiques et hyperstatiques en tenant compte de conditions d'appuis quelconques.

CONDITIONS.

1. Les trois conditions d'équilibre

$$\sum \uparrow = 0, \quad \sum \rightarrow = 0, \quad \sum M = 0$$

sont réalisées pour la voûte entière et séparément pour toutes ses parties quand la ligne des pressions représente

la ligne des moments tracée avec une distance focale, c'est-à-dire avec une poussée horizontale H quelconque (voir § II, 1).

2. Déplacements horizontaux relatifs des appuis. Suivant l'équation (9') on a :

$$(12) \quad \Delta l = H \int_0^l \frac{ds}{EJ} (y^* - y) y - H \int_0^l \frac{ds}{EF}$$

Δl est positif quand la distance entre appuis augmente. Les ordonnées y^* de la ligne des pressions et y de l'axe de la voûte sont positives vers le haut à partir de la ligne horizontale passant par la naissance de droite.

3. Déplacements verticaux relatifs des appuis. Suivant les équations (9') et (11), il se produit un tassement considéré comme positif de l'appui de droite par rapport à l'appui de gauche supposé fixe :

$$(13 a) \quad \Delta v = \alpha l - H \int_0^l \frac{ds}{EJ} (y^* - y) x' + H \int_0^l \frac{ds}{EF} \operatorname{tg} \varphi$$

l'abaissement de l'appui de droite par rapport à celui de gauche est équivalent à la montée de l'appui gauche par rapport à l'appui de droite :

$$(13 b) \quad \Delta v = -\beta l + H \int_0^l \frac{ds}{EJ} (y^* - y) x + H \int_0^l \frac{ds}{EF} \operatorname{tg} \varphi$$

α désigne l'angle de rotation de l'appui de gauche, compté positivement dans le sens des aiguilles d'une montre;

β désigne l'angle de rotation de l'appui de droite, compté positivement dans le sens contraire des aiguilles d'une montre;

c'est-à-dire que ces deux angles sont comptés positivement vers l'intérieur;

l désigne la portée de la voûte mesurée horizontalement;

x désigne la distance des éléments ds de la voûte à l'appui de gauche;

x' désigne la distance des éléments ds de la voûte à l'appui de droite.

Les ordonnées y^* de la ligne des pressions et y de l'axe de la voûte peuvent être mesurées vers le haut en partant d'une ligne horizontale quelconque. L'inclinaison φ de l'axe de la voûte est positive sur le côté gauche de la voûte.

L'addition des deux équations (13 a) et (13 b) donne :

$$(13 c) \quad \Delta v = \frac{l}{2} (\alpha - \beta) + \frac{H}{2} \int_0^l \frac{ds}{EJ} (y^* - y) (x - x')$$

$$+ H \int_0^l \frac{ds}{EF} \operatorname{tg} \varphi$$

Pour les voûtes encastrées $\alpha = 0$ et $\beta = 0$ et suivant l'équation (13 c), s'il n'y a pas de déplacement vertical d'appui nous avons :

$$(14) \quad 2 \int_0^l \frac{ds}{EF} \operatorname{tg} \varphi + \int_0^l \frac{ds}{EJ} (y^* - y) x = \int_0^l \frac{ds}{EJ} (y^* - y) x'$$

Le premier membre de cette équation disparaît si la voûte est symétrique et même dans les voûtes dissymétriques il est très petit, parce que les valeurs positives et négatives s'annulent presque réciproquement. Si l'on néglige cette petite valeur on a :

Les moments des valeurs $\frac{ds}{EJ} (y^* - y)$ par rapport à une verticale quelconque sont égaux à 0, c'est-à-dire que dans une voûte encastrée les charges élastiques sont en équilibre.

4. Les rotations relatives des appuis se déterminent par soustraction des équations (13 a) et (13 b) :

$$(15) \quad \alpha + \beta = H \int_0^l \frac{ds}{EJ} (y^* - y)$$

Dans les voûtes encastrées, les rotations relatives des appuis sont nulles; donc, la somme des valeurs $\frac{ds}{EJ} (y^* - y)$ est nulle.

* *

L'intégration graphique des équations ci-dessus est simple si les longueurs ds sont choisies de manière à ce que la valeur $\frac{ds}{EJ}$ demeure constante. Cette valeur disparaît ainsi dans les calculs suivants et on a à considérer seulement les ordonnées moyennes des éléments.

1. Pour $J \cos \varphi = J \frac{dx}{ds} = J_0 = \text{constante}$, on aura $\frac{ds}{EJ} = \frac{dx}{EJ_0}$ et l'on devra diviser la portée en éléments égaux dx . Les lignes verticales qui délimitent ces éléments dx découpent sur l'axe de la voûte les éléments ds recherchés. Si l'augmentation du moment d'inertie suit cette loi, le rapport entre le moment d'inertie de chaque section et celui à la clef est égal au rapport entre l'épaisseur verticale et radiale de l'élément.

2. Pour $J = \text{constante}$, on devra diviser l'axe de la voûte en un certain nombre de parties égales.

3. Pour un moment d'inertie variable arbitrairement, on détermine des éléments de grandeur constante [24], comme il sera montré dans le paragraphe B (voûte à deux articulations).

Pour le calcul graphique des voûtes, on a déjà proposé de nombreuses méthodes [25]. Dans les derniers temps,

on a préféré les méthodes analytiques car l'exactitude des solutions graphiques paraissait insuffisante. Sous ce rapport, on a été certainement trop loin parce que l'exactitude des hypothèses sur lesquelles repose le calcul est beaucoup moindre que l'exactitude du calcul. Nous mentionnerons comme des données incertaines l'action de la superstructure, l'exactitude d'exécution, l'élasticité des culées et la distribution des charges dans la voûte. Par ailleurs, la construction graphique permet un contrôle facile, au point de vue exactitude et précision, à partir des propriétés générales des lignes des pressions que nous verrons plus loin. Cette construction graphique, dont on se souvient facilement, peut être exprimée sans difficulté par des formules. On arrive ainsi après quelques transformations à la solution analytique du professeur M. RITTER [26].

La méthode de la ligne des pressions proposée est nouvelle par cela même qu'elle donne instantanément la ligne des pressions pour un groupe quelconque de charges concentrées ou réparties. Si l'on se borne aux déformations de flexion, il n'y a pas de calcul à faire et très peu si l'on veut prendre en considération les efforts normaux et de cisaillement. Si, pour obtenir une plus grande précision, on veut calculer analytiquement l'une ou l'autre de ces valeurs, ou faire le calcul entièrement sans recourir à un procédé graphique, les formules nécessaires peuvent être simplement celles utilisées pour la construction graphique.

Dans le cas présent, la nouvelle méthode n'est appliquée qu'aux petites voûtes (voûtes en briques). Ordinairement, on les calculait suivant l'ancienne méthode des lignes des réactions, et la distribution des charges la plus défavorable pour les efforts dans une section était choisie sans calculs précis, suivant la seule expérience (charge pleine pour déterminer la poussée horizontale et l'épaisseur nécessaire à la clef, charge latérale et une charge concentrée au quart de la portée pour le calcul des sections aux naissances et au quart de la portée). Dans l'exposé qui va suivre, on n'a pas cherché à déterminer les positions défavorables des charges pour des sections particulières. On pourrait sans difficulté calculer ou construire les lignes des pressions pour un certain nombre de positions d'une charge concentrée mobile et les utiliser pour construire les lignes d'influence (pour poussée horizontale, réaction d'appui, moment ou contrainte en un point quelconque de la voûte).

Pour faciliter la compréhension, la méthode des lignes des pressions sera appliquée successivement aux voûtes à trois, deux et une articulation, puis aux voûtes encastrées rigideusement et, enfin, aux voûtes encastrées élastiquement. Pour plus de clarté, les constructions ne seront faites que pour quelques charges concentrées.

A. VOUTE A TROIS ARTICULATIONS.

La ligne des pressions dans une voûte à trois articulations est statiquement déterminée parce qu'on en possède trois données (trois points de passage dans les articulations).

La voûte à trois articulations n'est pas influencée par les faibles déplacements ou rotations des naissances.

Pour déterminer la ligne des pressions passant par les trois rotules A, B, C (fig. 65), avec un groupe quelconque de charges, on dessine d'abord un polygone des forces avec un pôle O arbitraire et la distance polaire correspondante H_1 , puis un polygone funiculaire correspondant dont on trace la ligne de fermeture S' . Une parallèle à la ligne de fermeture, en divisant la résultante des charges R par le point D, donne les réactions d'appuis \mathfrak{A} et \mathfrak{B} d'une

forces les lignes de fermatures t et t' dont l'intersection avec s détermine le pôle.

Pour le calcul de la ligne élastique de la voûte à trois articulations, il faut ajouter aux angles de rotation des éléments de la voûte

$$\frac{Mds}{EJ} = \frac{H(y^* - y) ds}{EJ}$$

l'angle de rotation relatif ψ des deux parties de la voûte à l'articulation.

Suivant la figure 65

$$\psi = \frac{\Delta l}{f'} = \frac{l}{f'} \left[\int_0^l \frac{Mds}{EJ} y + \Delta l_0 \right]$$

où Δl_0 est le déplacement relatif des naissances.

L'angle de rotation à la naissance de gauche est alors :

$$\alpha = \frac{1}{l} \left[l_2 \psi + \int_0^l \frac{Mds}{EJ} (l - x) \right]$$

et à la naissance de droite :

$$\beta = \frac{1}{l} \left[l_1 \psi + \int_0^l \frac{Mds}{EJ} x \right]$$

où

$$l_1 = x_c, \quad l_2 = l - x_c$$

La détermination des lignes élastiques se fait avec introduction du poids ψ comme précédemment, suivant l'équation (9).

L'arête supérieure d'une section x subit la plus grande compression quand la voûte dans la figure 65 est chargée à gauche de $u - u$; l'arête inférieure, quand la voûte est chargée à droite de $o - o$. Pour provoquer la plus grande traction, la voûte doit être chargée de l'autre côté de ces lignes de partage.

D'une manière analogue, dans les voûtes hyperstatiques, on détermine les points de séparation des charges pour la pression sur une arête déterminée. Au moyen d'une charge concentrée mobile, on détermine les positions pour lesquelles les lignes des pressions passent par le point du noyau central opposé à l'arête envisagée. Ce sont généralement deux points de séparation et deux positions de la charge mobile. La construction générale des lignes des pressions pour charges concentrées et groupes de charges concentrées quelconques est exposée dans les paragraphes suivants.

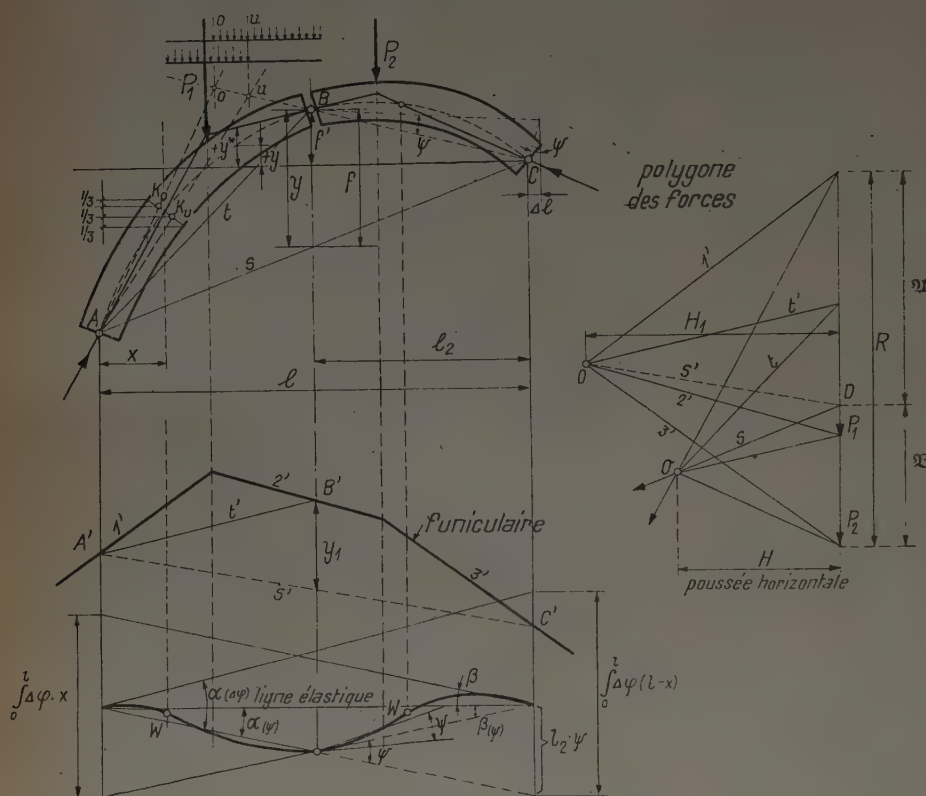


FIG. 65. — Voûte à trois articulations.

poutre simple de portée l . Cette construction est indépendante du choix du pôle O et de la ligne de fermeture correspondante S' (§ II, 1). On peut donc construire un polygone funiculaire avec une ligne de fermeture parallèle au niveau des naissances. On trace dans le polygone des forces par le point D une parallèle au niveau des naissances S. Sur cette ligne doit se trouver le pôle cherché du polygone des forces.

Le paragraphe II, 1 montre que le moment \mathfrak{M} de la poutre simple de portée l est toujours égal à Hy , la poussée horizontale du nouveau pôle sera donc :

$$(16) \quad H = H_1 \frac{y_1}{y}$$

ce qui détermine le polygone de forces correspondant à la ligne des pressions cherchée.

On tire dans les funiculaires et dans le polygone de

B. VOUTE A DEUX ARTICULATIONS.

La seule inconnue statique, la poussée horizontale H sera déterminée par la condition que le déplacement relatif des naissances doit atteindre une valeur déterminée Δl .

La voûte à deux rotules n'est pas influencée par les déplacements verticaux ou les rotations des naissances.

L'axe de la voûte est divisé en un certain nombre d'éléments ds pour lesquels les valeurs $\frac{ds}{EJ}$ doivent être constantes.

Dans l'exemple qui suit, il sera expliqué comment cela peut avoir lieu par variation arbitraire du moment d'inertie. Si le moment d'inertie J ou $J \cos \varphi$ était constant, le calcul serait plus simple, comme il a été démontré au commencement du paragraphe II, 3.

L'axe de la voûte est d'abord développé sur une horizontale. Pour cela, les éléments de l'axe sont rabattus sur l'horizontale puis projetés sur une horizontale commune, comme on le voit figure 66.

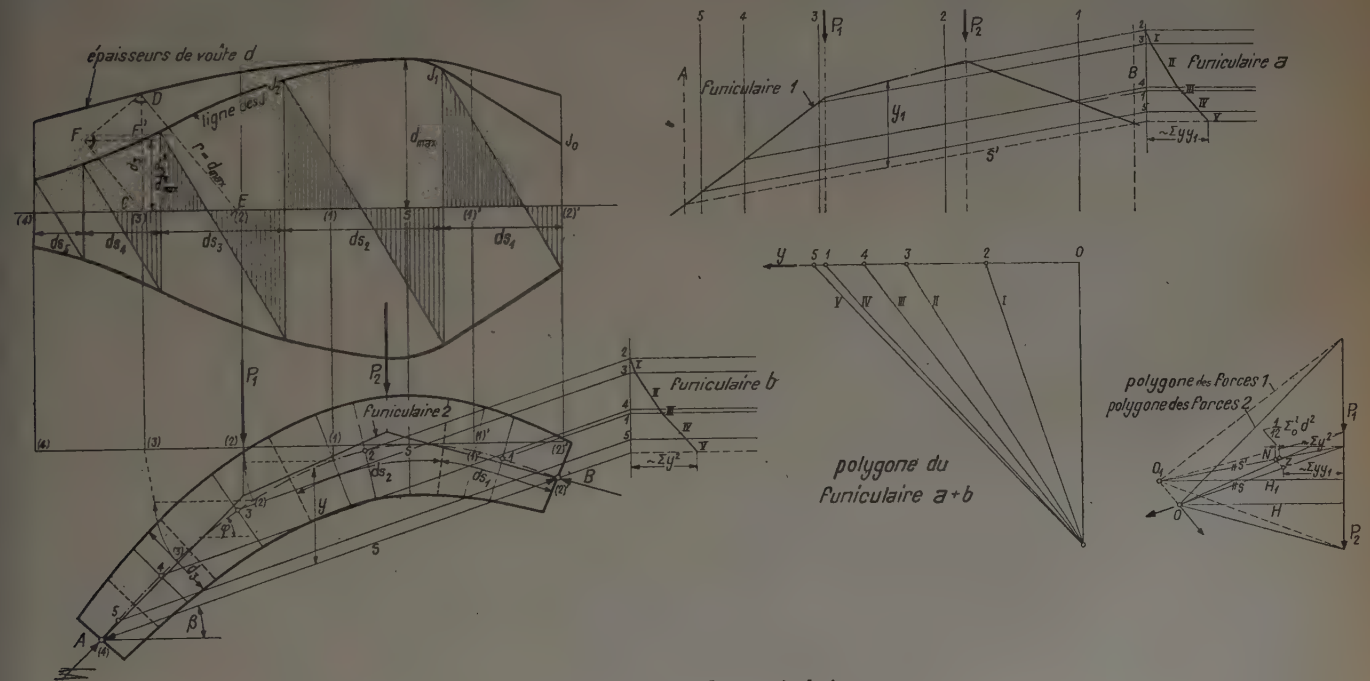


FIG. 66. — Voûte à deux articulations.

Pour plus de clarté dans l'exemple de la figure 66, l'axe de voûte est divisé en un petit nombre d'éléments. Pour la même raison, le calcul n'est fait que pour deux charges concentrées.

Au-dessus et en dessous de l'axe de voûte développé on rapporte deux courbes symétriques à cet axe dont les ordonnées sont respectivement proportionnelles au moment d'inertie dans la section de voûte correspondante. Pour construire ces courbes on porte d'abord en ordonnées au-dessus de chaque point 0, 1, 2, 3... de l'axe développé les épaisseurs de voûte correspondantes $d_1 d_2 d_3...$. L'échelle est arbitraire, mais il est préférable de la choisir de manière que ces ordonnées soient de même ordre de grandeur que

les ordonnées recherchées des lignes J à construire. Ensuite, on trace une circonférence autour de l'extrémité D de ces ordonnées. Le rayon r , qui est arbitraire, doit être choisi au moins égal à l'ordonnée maximum d des épaisseurs rapportées.

Le point d'intersection E de ce cercle avec l'horizontale de la voûte développée sera réuni au point D , centre de ce cercle, c'est-à-dire à l'extrémité de l'ordonnée d et, en D , on tracera une perpendiculaire à cette ligne. Ceci est représenté dans la figure 66 pour une section de la voûte. Sur cette ligne DF normale au rayon DE , du point C (pied de l'ordonnée de l'épaisseur de voûte) on abaisse une perpendiculaire qui coupe cette ligne DF au point F . L'ordonnée CF' de ce point d'intersection est l'ordonnée recherchée de la ligne J qui est proportionnelle au moment d'inertie de la section. En effet :

$$\frac{FC}{d} = \frac{d}{r} \text{ c'est-à-dire } FC = \frac{d^2}{r}$$

$$\frac{F'C}{FC} = \frac{FC}{d} \text{ c'est-à-dire } F'C = \frac{FC^2}{d} = \frac{d^3}{r^2}$$

Si r était l'unité de longueur choisie on aurait $FC = d^3$ c'est-à-dire égal au moment d'inertie de la section de voûte d'une largeur 1 multiplié par 12.

Les points J de la ligne des J coïncident donc avec les points d'intersection de l'horizontale passant par F avec les ordonnées des épaisseurs de voûte CD .

Une construction analogue pourrait être faite si r était plus petit que l'épaisseur de la voûte, mais cette construction est moins précise puisque l'on doit alors tracer une tangente au cercle de rayon r .

Les ordonnées de la ligne des J déterminées pour un certain nombre de sections de la voûte doivent être éga-

lement reportées vers le bas, à partir du développement de l'axe de la voûte.

Dans l'aire J limitée par les deux courbes qui viennent d'être trouvées, on trace maintenant un polygone commençant à gauche ou à droite de l'axe développé de la voûte et composé de lignes verticales et d'obliques inclinées sous un angle constant. L'inclinaison de ces obliques se détermine par approximations successives de manière à ce que la dernière ligne inclinée passe par l'extrémité de la ligne des J supérieure ou inférieure. Si l'on fait cette construction sur du papier millimétré, ces essais sont rapidement faits. S'il reste une différence, elle se distribue proportionnellement sur les éléments ds délimités sur l'axe développé par le polygone. Puisque pour chaque élément, par suite de la similitude des triangles formés par les lignes verticales et obliques, le rapport :

$$\frac{ds_1}{J_0 + J_1} = \frac{ds_2}{J_1 + J_2} = \dots = \frac{ds}{2J_{\text{milieu}}} \text{ est une constante}$$

les poids élastiques $\frac{ds}{EJ}$ sont également constants, le module d'élasticité du matériau étant lui-même constant. Enfin les longueurs ds déterminées sont reportées de nouveau sur l'axe réel de la voûte. Si le nombre des ds est assez grand, on peut supposer avec une approximation suffisante que les poids élastiques $\frac{ds}{EJ}$ sont appliqués au milieu de ces éléments.

Pour construire la ligne des pressions, on trace avec un pôle quelconque O_1 un premier polygone funiculaire et l'on mène la ligne de fermeture s . En déplaçant le pôle O_1 on rend cette ligne s parallèle à la ligne qui joint les naissances, puis en faisant varier H_1 on change les ordonnées y_1 du premier polygone funiculaire proportionnellement de manière à faire correspondre les déformations de la voûte aux déplacements prévus des naissances.

Pour que cette adaptation des ordonnées y_1 aux conditions d'élasticité se fasse le plus simplement possible, il faut introduire Δs , changement de longueur de la ligne réunissant les naissances et non le déplacement horizontal. En effet, pour le calcul de ces déplacements dans la direction du niveau des naissances, comme on le voit dans le paragraphe II, 2, il faut avoir les moments statiques des poids élastiques par rapport à cette ligne, tandis que pour le calcul du déplacement horizontal, il faut avoir les moments statiques de ces poids par rapport à l'horizontale passant par la naissance de droite.

Cette remarque importante est également valable pour le calcul des voûtes encastrées biaises.

Les poids élastiques doivent être supposés agir parallèlement à la ligne réunissant les naissances; leurs moments par rapport à cette droite, est alors :

$$\frac{M}{EJ} y \cos \beta$$

où β est l'inclinaison du niveau des naissances.

La condition d'élasticité est alors :

$$\Delta s = H \int_0^l \frac{H_1}{H} \frac{ds}{EJ} y_1 y \cos \beta - H \int_0^l \frac{ds}{EJ} y^2 \cos \beta - H \int_0^l \frac{ds}{EF} \frac{\cos(\beta - \varphi)}{\cos \varphi}$$

ou bien, en tenant compte de la division en éléments ds de grandeur finie et de la constante $\frac{ds}{EJ}$:

$$H = \frac{H_1 \sum_0^l y_1 y \cos \beta - \Delta s \frac{EJ}{ds}}{\sum_0^l y^2 \cos \beta + \sum_0^l \frac{J}{F} \frac{\cos(\beta - \varphi)}{\cos \varphi}}$$

il s'ensuit, après division par $\cos \beta$, et en se rappelant que pour un rectangle d'épaisseur d :

$$\frac{J}{F} = \frac{d^2}{12}$$

$$H = \frac{H_1 \sum_0^l y y_1 - \frac{\Delta s}{\cos \beta} \frac{EJ}{ps}}{\sum_0^l y^2 + \sum_0^l \frac{d^2}{12} (1 + \operatorname{tg} \beta \operatorname{tg} \varphi)}$$

mais $\operatorname{tg} \varphi \operatorname{tg} \beta$ est toujours relativement petit et peut être négligé; ainsi l'équation qui donne la poussée horizontale aura la forme :

$$(17) \quad H = \frac{H_1 \sum_0^l y y_1 - \frac{\Delta s}{\cos \beta} \frac{EJ}{ds}}{\sum_0^l y^2 + \frac{1}{12} \sum_0^l d^2}$$

pour les appuis fixes, il faut mettre ici $\Delta s = 0$.

Si Δs atteint une valeur donnée, il faut introduire ce déplacement Δs dans l'équation (17). Par exemple, à la suite du retrait et d'un abaissement de température t^0 on aura :

$$\Delta s = + s (\alpha_s + \alpha_t t^0)$$

Si les appuis sont élastiques et que l'on puisse poser $\Delta s = kH$ on aura :

$$(17') \quad H = H_1 \frac{\sum_0^l y y_1}{\sum_0^l y^2 + \frac{1}{12} \sum_0^l d^2 + \frac{k}{\cos \beta} \frac{EJ}{ds}}$$

La figure 66 montre la construction de la ligne des pressions en supposant : $\Delta s = 0$.

Les ordonnées y de l'axe de la voûte seront projetées

sur une verticale dans la direction de la corde s et les ordonnées y_1 du premier polygone funiculaire dans la direction de la ligne de fermeture s' . On obtient ainsi la succession suivant laquelle les ordonnées de la voûte peuvent être reportées dans un polygone de forces sur une horizontale. Les deux polygones funiculaires a et b tracés avec une distance polaire verticale quelconque H_2 déterminent sur l'horizontale correspondant au niveau des naissances ou sur celle correspondant à s' les valeurs :

$$\frac{1}{H_2} \sum_0^l y^2 \quad \text{et} \quad \frac{1}{H_2} \sum_0^l y_1 y.$$

Ces grandeurs seront prises dans les polygones funiculaires et reportées dans le polygone des forces pour déterminer le point N sur le premier rayon de fermeture S' à la distance horizontale $\frac{1}{H_2} \sum_0^l y^2$ de la ligne de force et pour déterminer le point Z sur la ligne de fermeture S à une distance horizontale $\frac{1}{H_2} \sum_0^l y_1 y$ de la ligne de force. La première distance horizontale $\frac{1}{H_2} \sum_0^l y^2$ peut être augmentée du petit facteur correctif $\frac{1}{12H_2} \sum_0^l d^2$ pour tenir compte de l'influence de la force longitudinale. Si l'on mène par le pôle O_1 une parallèle à la ligne $N - Z$ on a le rapport :

$$\frac{H}{H_1} = \frac{\frac{1}{H_2} \sum_0^l y y_1}{\frac{1}{H_2} \left(\sum_0^l y^2 + \frac{1}{12} \sum_0^l d^2 \right)}$$

c'est-à-dire que la parallèle menée par O_1 détermine sur le rayon de fermeture S le pôle O de la ligne véritable des pressions.

C. VOUTES A UNE ARTICULATION.

Un seul point de la ligne de pression étant connu, il faut faire appel à deux conditions supplémentaires de l'équilibre élastique :

1° Immédiatement à droite et à gauche de l'articulation, la flèche doit avoir la même valeur;

2° Le déplacement horizontal doit avoir la même valeur à droite et à gauche de l'articulation.

L'équation (9) montre immédiatement que le système de coordonnées rectangulaires le plus approprié en vue de la résolution mathématique de ces conditions est celui qui passe par l'articulation.

En négligeant l'effet des efforts normaux, on peut écrire ces conditions sous la forme suivante :

$$(18) \quad \int_A^B \frac{M ds}{EJ} x = H \int_A^B \frac{ds}{EJ} (y^* - y) x = 0$$

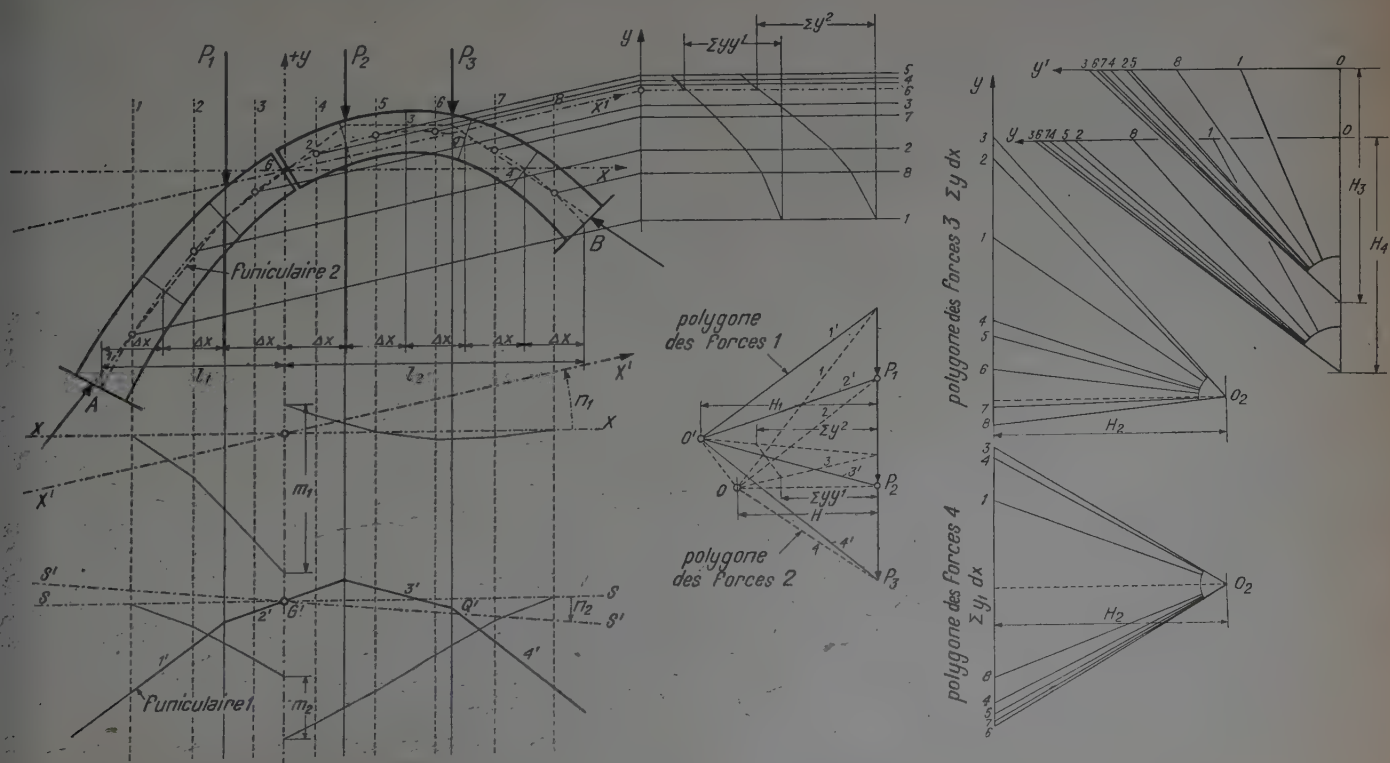


FIG. 67. — Voûte à une articulation.

$$(19) \quad \int_A^B \frac{M ds}{EJ} y = H \int_A^B \frac{ds}{EJ} (y^* - y) y = 0$$

Dans le chapitre précédent, nous avons traité le cas d'un moment d'inertie variable, ayant des valeurs quelconques aux divers points de la voûte. Pour compléter notre étude, nous supposons maintenant que la valeur du moment d'inertie J va en croissant vers les naissances de telle sorte que la grandeur du produit $J \cos \varphi$ reste constante. Un moment d'inertie croissant suivant une autre loi complique un peu la résolution, sans cependant modifier la méthode de calcul. Dans le cas où $J \cos \varphi$ est constant, on divise la projection horizontale l de la portée en éléments Δx d'égale grandeur. Les verticales délimitant ces éléments déterminent sur l'axe de la voûte des éléments ds auxquels correspond une valeur constante de la grandeur $\frac{ds}{EJ}$. Les poids élastiques $\frac{M ds}{EJ}$ attachés à ces éléments peuvent être considérés comme agissant en leur milieu.

Pour $J \cos \varphi$ constant, la condition (18) s'écrit :

$$(20) \quad \int_A^B (y^* - y) x \cdot dx = 0.$$

Le centre de gravité de l'aire des moments comprise entre la ligne de pression et l'axe de la voûte se trouve sur la verticale passant par l'articulation, condition que nous écrirons sous la forme appropriée :

$$(21) \quad \int_A^B y x dx = \int_A^B y^* x dx,$$

ce qui revient à dire que les moments statiques par rapport à l'axe des x — passant par l'articulation — des deux aires correspondant aux ordonnées y et y^* ont la même valeur.

Pour obtenir la ligne de pression (y^*) par simple transformation linéaire de l'aire des moments (y_1), que nous avons tout d'abord tracée en choisissant un pôle quelconque, nous choisirons les axes x et S de telle sorte que l'on ait :

$$\int_A^B y x dx = \int_A^B y^* x dx = 0.$$

Comme indiqué dans la figure 67, on déterminera tout d'abord, au moyen des polygones de forces 3 et 4, les moments statiques

$$\int_A^B y x dx = m_1 \cdot H_2 \quad \text{et} \quad \int_A^B y_1 x dx = m_2 \cdot H_2$$

par rapport à deux axes quelconques — horizontaux par exemple — passant par G et G' .

Une rotation de ces axes dans le sens positif égale à l'angle arc $\text{tg } \delta$ autour des points d'intersection avec

l'ordonnée de l'articulation entraîne une augmentation de la valeur du moment statique égale à :

$$\frac{\text{tg } \delta}{3} (l_1^3 - l_2^3).$$

Dans le cas d'un moment d'inertie variable, cette valeur sera, en général, déterminée graphiquement.

Pour que les moments statiques s'annulent, il faut et il suffit que les axes x et S effectuent une rotation égale à arc $\text{tg } \delta_1$ respectivement arc $\text{tg } \delta_2$, angles dont la valeur est déterminée par la condition sus-énoncée :

$$\begin{aligned} \text{tg } \delta_1 &= -\frac{3m_1 H_2}{l_2^3 - l_1^3} \\ \text{tg } \delta_2 &= -\frac{3m_2 H_2}{l_2^3 - l_1^3} \end{aligned}$$

Après rotation, ces deux axes occupent respectivement les positions x' et S' , ce dernier coupant le premier polygone funiculaire au point Q' . La verticale passant par ce point coupe le nouvel axe x' au point Q , point par où passe la ligne de pression. L'aire comprise entre le nouvel axe S' et le premier funiculaire $1' 2' 3'$ est l'aire des moments de la poutre encastrée aux deux extrémités avec une articulation intermédiaire. La rotation inverse de la ligne de fermeture S' dans la position de l'axe x' s'obtient en traçant comme précédemment dans le polygone des forces la parallèle à l'axe x' , ligne sur laquelle doit se trouver le pôle de la ligne de pression.

En introduisant dans la deuxième condition d'élasticité les ordonnées y_1 mesurées depuis l'axe S' du premier funiculaire, on obtient les mêmes équations que celles que nous avons trouvées au paragraphe précédent pour l'arc à deux articulations. La vraie distance polaire de la ligne de pression se détermine elle aussi comme précédemment.

Les simplifications qui interviennent dans le cas des voûtes symétriques, ou des charges symétriques, résultent directement des équations fondamentales et des données de la construction graphique.

D. VOUTE ENCASTRÉE.

Équations de conditions.

1. Rotation relative des appuis = 0 :

$$(22) \quad \int_0^l \frac{ds}{EJ} y = \int_0^l \frac{ds}{EJ} y^*$$

2. Déplacement vertical relatif des appuis = 0.

L'influence des efforts normaux

$$H \int_0^l \frac{ds}{EF} \text{tg } \varphi$$

peut toujours être négligée; on a alors :

$$(23) \quad \int_0^l \frac{ds}{EJ} yx = \int_0^l \frac{ds}{EJ} y^* x$$

3. Allongement prévu de la corde des appuis :

$$(24) \quad \Delta I = H \int_0^1 \frac{ds}{EJ} (y^* - y) y - H \int_0^1 \frac{ds}{EF}$$

Quand J cos φ est constant, la résolution de ces équations est un problème de planimétrie, comme il sera montré par un exemple. Quand J est quelconque, la résolution de ce problème est identique, mais il faut remplacer les ordonnées moyennes y, y_1, y^* des éléments de surface de largeur dx par les ordonnées des

valeurs constantes $\frac{ds}{EJ}$; leur détermination a été montrée dans le paragraphe II, 3 B. Si l'épaisseur de la voûte est constante, ces ordonnées de voûte et des polygones funiculaires sont simplement à mesurer pour les abscisses des milieux des éléments Δs de longueur constante.

Si l'on choisit les valeurs $\frac{ds}{EJ}$ constantes, les équations de conditions (22), (23) et (24) auront la forme :

$$(22') \quad \sum_0^l y = \sum_0^l y^*$$

$$(23') \quad \sum_0^l yx = \sum_0^l y^*x$$

$$(24') \quad \sum_0^l (y^* - y)y - \frac{1}{12} \sum_0^l d^2 = \frac{\Delta l E J}{H d s}$$

L'ancienne méthode de construction des centres de gravité et des moments statiques a été précisée dans les paragraphes précédents et ne sera pas répétée. De même dans les exemples précédents, a été exposée la manière de traiter les voûtes dissymétriques qui est valable pour toutes conditions des appuis; il ne sera donc traité par la suite que des voûtes symétriques pour expliquer les simplifications qui en résultent.

La figure 68 représente une voûte avec charge quelconque dont le moment d'inertie augmente vers les appuis dans la même proportion que le rapport de l'épaisseur de la voûte mesurée verticalement à celle mesurée radialement, c'est-à-dire que $J \cos \varphi$ est constant.

Avec un polygone de forces quelconque l on construit un polygone funiculaire l dont on mène la ligne de fermeture s'.

Pour remplir la condition (23), il faut, à partir de la surface de moment CDEF constituée par le polygone

funiculaire 1 et sa ligne de fermeture s' , former par un déplacement convenable de s' , une surface dont le centre de gravité ait la même abscisse que le centre de gravité de la surface formée par l'axe de la voûte et un axe horizontal x choisi arbitrairement. En raison de la symétrie de la voûte, le centre de gravité de la surface formée par l'axe de la voûte et un axe des x quelconque se trouve toujours, comme on l'a vu précédemment, au milieu de la portée. La ligne de fermeture s' doit donc être déplacée jusqu'à ce que le centre de gravité de la surface entre la ligne de fermeture et le polygone funiculaire 1 se trouve au milieu de la portée. Ceci peut se réaliser, par exemple, en ajoutant le triangle CDG à la surface de moment CDEF.

La longueur CG doit être déterminée de manière que le moment du triangle CDG par rapport au milieu de la portée soit égal et opposé au moment de la surface $CDEF$, ce qui est facilement obtenu par le calcul ou une construction graphique.

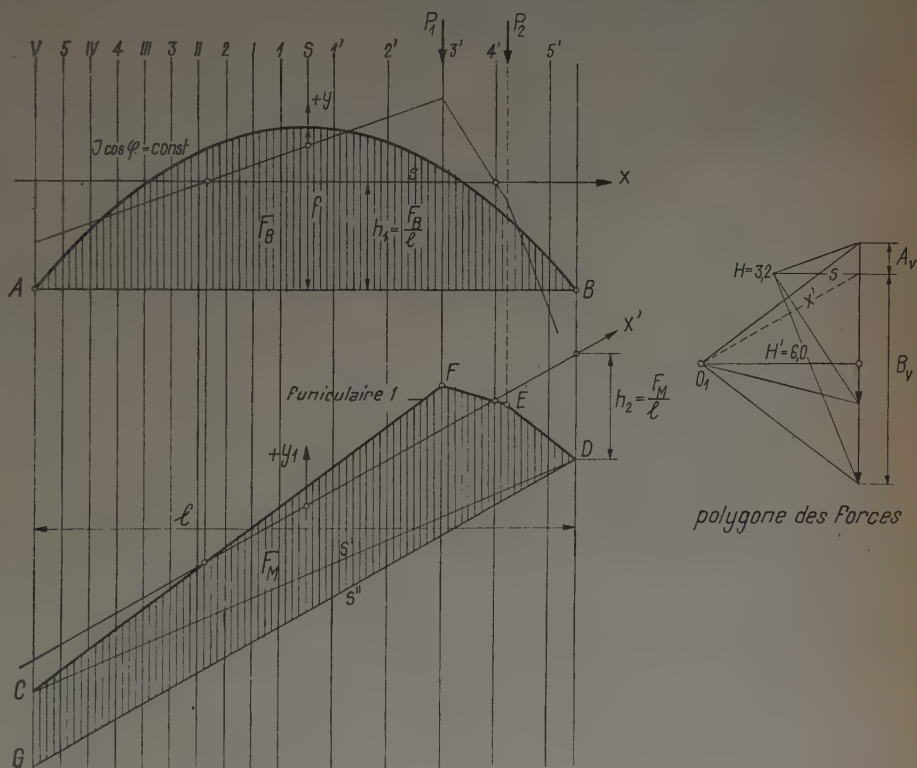


FIG. 68. — Voûte encastrée.

Cette construction auxiliaire est inutile si la charge est symétrique puisque alors le centre de gravité de la surface de moment tracée avec un pôle quelconque tombe toujours au milieu de la portée.

Pour remplir la condition (22) nous déplaçons la ligne $\overline{\text{GD}}$ parallèlement à elle-même de manière que $\int_1^0 y_1 dx = 0$, puis l'axe des x de la voûte est déplacé jusqu'à la position pour laquelle $\int_1^0 y dx = 0$. Ces déplacements parallèles des

axes sont admissibles parce qu'ils ne déplacent pas les centres de gravité des surfaces y_1 et y dans le sens horizontal. On doit donc élever l'axe de relation x' du premier polygone funiculaire de $h_2 = \frac{F_M}{l}$ au-dessus de la ligne de référence s'' et l'axe des x de la voûte de $h_1 = \frac{F_B}{l}$ au-dessus du niveau des naissances.

Ici F_M désigne la surface qui se trouve sous la portée entre le premier polygone funiculaire l et la deuxième ligne de fermeture s'' , déterminée suivant les indications données ci-dessus. F_B est la surface comprise entre l'axe de la voûte et la corde des naissances. Pour les axes des voûtes paraboliques, on a : $h_1 = \frac{2}{3}f$.

Pour remplir la condition d'élasticité (24), on transforme linéairement le premier polygone funiculaire dont les ordonnées y_1 doivent être mesurées à partir de l'axe de référence x' .

$$(25) \quad H = \frac{\int_0^l \left(\frac{H_1}{H} y_1 - y \right) y dx - \frac{1}{12} \int_0^l d^2 dx}{\int_0^l y^2 dx + \frac{1}{12} \int_0^l d^2 dx} = \frac{\Delta l}{H} EJ$$

Dans le cas de déformation élastique des appuis : $\Delta l = kH$ on aura :

$$(26) \quad H = H_1 \frac{\int_0^l y_1 y dx}{\int_0^l y^2 dx + \frac{1}{12} \int_0^l d^2 dx + kEJ}$$

Si la portée était divisée en parties égales dx le calcul se ferait simplement par addition des moments statiques des ordonnées moyennes de ces éléments :

$$(25') \quad H = \frac{H_1 \sum_0^l y_1 y - \Delta l \frac{EJ}{\Delta x}}{\sum_0^l y^2 + \frac{1}{12} \sum_0^l d^2}$$

et

$$(26') \quad H = H_1 \frac{\sum_0^l y_1 y}{\sum_0^l y^2 + \frac{1}{12} \sum_0^l d^2 + \frac{kEJ}{\Delta x}}$$

où J est le moment d'inertie de la section à la clef.

La construction graphique de ces équations se fait de la même manière que pour le calcul des voûtes à deux et à une rotule exposé aux paragraphes précédents.

E. VOUTE ENCASTRÉE ÉLASTIQUEMENT.

Un moment M qui agit sur un appui élastique provoque une rotation $\alpha = -k_1 M$ et un déplacement horizontal $\delta = +k_2 M$. Suivant MAXWELL, la poussée horizontale H fait alors tourner l'appui d'un angle $\delta = -k_2 H$ mesuré en radians et déplace l'appui de $\xi = k_3 H$ vers l'extérieur.

Pour simplifier la compréhension du calcul, on suppose que l'élasticité des deux appuis est la même. L'application de ce calcul au cas d'élasticités différentes se comprend aisément.

La rotation relative des appuis est :

$$(27) \quad H \int_0^l \frac{ds}{EJ} (y^* - y) = -k_1 H (y_A^* + y_B^* - y_A - y_B) - 2k_2 H$$

Le déplacement relatif des appuis est :

$$(28) \quad H \int_0^l \frac{ds}{EJ} (y^* - y) (y + \eta) = k_2 H (y_A^* + y_B^* - y_A - y_B) + 2k_3 H$$

Nous ne considérerons pas le tassement inégal des appuis parce qu'il se présente rarement. Il n'apporterait d'ailleurs pas de difficultés de principe. Quand un tassement inégal n'a pas lieu et si $J \cos \varphi = \text{const.}$, le centre de gravité de la première surface de moment (y_1) et celui de la surface limitée par l'axe de la voûte et la corde des appuis, doivent être, comme précédemment, l'un au-dessus de l'autre. Mais si J est quelconque, les centres de gravité des valeurs constantes de voûte, qui agissent au centre de chaque élément, doivent se trouver les uns au-dessus des autres.

Le calcul graphique est surtout clair quand $J \cos \varphi$ est constant.

Dans ce cas, la condition (27) peut également être exprimée ainsi :

$$(29) \quad \int_0^l (y^* - y) dx + (y_A^* - y_A + y_B^* - y_B) k_1 EJ + 2k_2 EJ = 0$$

(J = moment d'inertie de la section à la clef.)

Si l'on regarde $k_1 EJ = a$ comme une prolongation horizontale de l'axe de la voûte sur les appuis et si la ligne des pressions, après que la composante verticale a été absorbée sur l'appui, est prolongée en dehors de l'appui horizontalement, l'équation (29) exprime que la surface entre la ligne des pressions et l'axe des x , augmentée de la quantité $2k_2 EJ$ est égale à la surface entre l'axe de la voûte et l'axe des x .

La ligne des pressions sera réalisée ainsi qu'il a été montré précédemment par une transformation linéaire du polygone funiculaire dessiné d'abord avec une distance polaire quelconque. L'équation (29) sera remplie si l'on prend une ligne de référence x' de ce polygone funi-

culaire de manière à avoir $\int_{-a}^{l+a} y_1 dx = 0$ et l'axe des x dans

la voûte de manière à avoir : $\int_{-a}^{l+a} y dx = 2k_2 EJ$

Dans ce but, on trace avec une distance polaire quelconque un polygone funiculaire pour les charges données (fig. 69), et l'on détermine le centre de gravité de la sur-

la corde des appuis et lui est parallèle à une distance

$$\eta = \frac{F_B - 2k_2 EJ}{l + 2a}$$

Dans cette position des axes des x et des x' la condition de l'équation (29) est remplie.

Si l'on suppose l'axe des x' appliqué sur l'axe des x et le premier polygone funiculaire transformé linéairement, c'est-à-dire que si l'on emploie à la place de la distance polaire quelconque H' choisie tout d'abord, la véritable poussée horizontale H , on obtient suivant (28) le déplacement horizontal relatif des appuis :

$$\begin{aligned} H \int_{-a}^{l+a} \frac{ds}{EJ} \left(\frac{H'}{H} y_1 - y \right) (y + \eta) \\ = Hk_2 \left[\frac{H'}{H} (y_{1,A} + y_{1,B}) - y_A - y_B \right] + 2Hk_3 \end{aligned}$$

ou bien si $J \cos \varphi = \text{const.}$

$$\begin{aligned} \int_{-a}^{l+a} \left(\frac{H'}{H} y_1 - y \right) (y + \eta) dx \\ = k_2 EJ \left[\frac{H'}{H} (y_{1,A} + y_{1,B}) - y_A - y_B \right] + 2k_3 EJ \end{aligned}$$

avec

$$\int y_1 \eta dx = 0 \quad \text{et} \quad \int y \eta dx = 2\eta k_2 EJ$$

on en tire :

$$(30) \quad H = H' \frac{\int_{-a}^{l+a} y_1 y dx - k_2 EJ (y_{1,A} + y_{1,B})}{\int_{-a}^{l+a} y^2 dx + (4\eta k_2 + 2k_3) EJ}$$

Le calcul et la construction graphique de la poussée horizontale pour l'axe de voûte prolongé se réaliseront ainsi qu'il a été montré dans les paragraphes précédents pour les voûtes à une et deux rotules ou pour la voûte encastree rigidement. Il est à remarquer que dans l'équation précédente la valeur k représente le déplacement d'un seul appui pour $H = 1$, tandis que dans les équations antérieures k représentait l'allongement total de la corde des appuis dû à $H = 1$.

En calculant les flèches, il faut introduire l'influence des membrures élastiques des appuis a par l'introduction des abscisses des points d'appui, c'est-à-dire que les poids

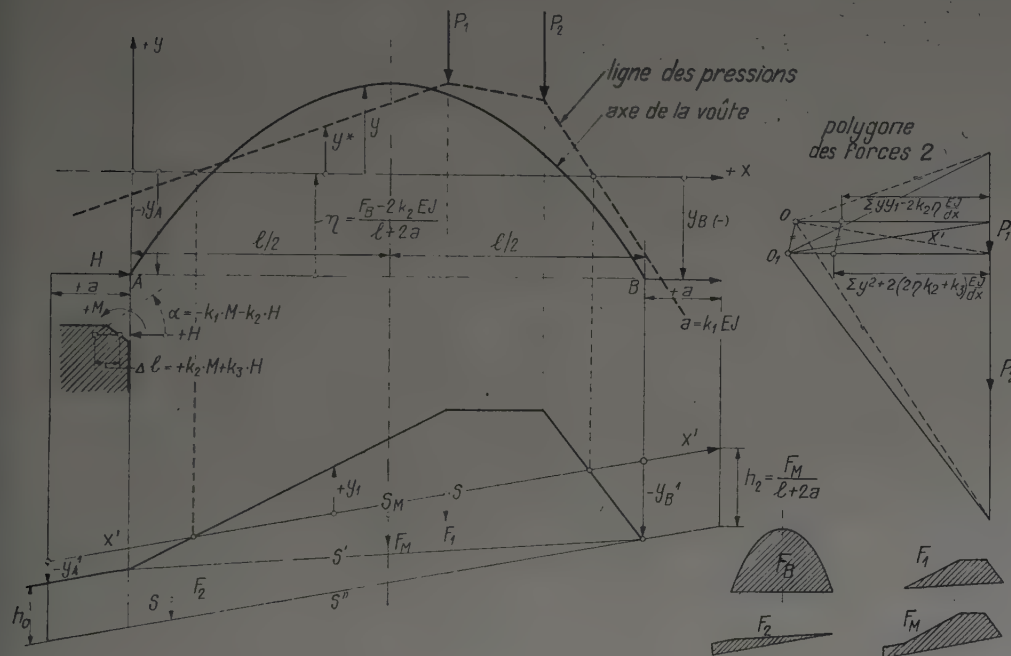


FIG. 69. — Voûte encastree élastiquement.

face limitée par le polygone funiculaire et la ligne de fermeture s' . Le centre de gravité de la surface définitive du moment doit tomber sous le centre de gravité de la surface comprise entre l'axe de la voûte et la corde des appuis, c'est-à-dire, dans notre cas, au milieu de la portée. Pour y arriver, on ajoute à la surface F du polygone funiculaire un triangle de largeur l et un rectangle de largeur a , c'est-à-dire au total la surface du trapèze F_2 . La hauteur h_0 de cette surface F_2 est déterminée sans difficulté graphiquement ou analytiquement par la condition ci-dessus indiquée de la position du centre de gravité. La nouvelle ligne de référence s'' trouvée par addition du triangle sera déplacée vers le haut, jusqu'à ce que l'on ait $\int_{-a}^{l+a} y_1 dx = 0$ c'est-à-dire à la distance

$h_2 = \frac{F_M}{l + 2a}$; F_M est la surface totale de moment réalisée par l'addition de la surface supplémentaire F_2 . La nouvelle ligne de fermeture x' sera dessinée dans le polygone de forces.

L'axe des x de la voûte se trouve plus haut que

élastiques, dus à l'élasticité des appuis, doivent être supposés concentrés aux points d'appui.

Dans tout le calcul, il faut conserver les mêmes unités cohérentes, par exemple kilogramme et centimètre ou tonne et mètre.

La figure 69 montre qu'un appui susceptible de tourner élastiquement a pour conséquence le déplacement de toute la ligne des pressions vers le bas, tandis que les appuis sujets à des déplacements élastiques latéraux réduisent la poussée horizontale et par suite provoquent une ligne des pressions plus raide.

Dans le paragraphe II, 2 on montrera la concordance des résultats de ce calcul appliqué aux voûtes d'essai du Laboratoire avec les mesures faites.

F. PROPRIÉTÉS GÉNÉRALES DES LIGNES DE PRESSIONS.

Le théorème du minimum de travail de déformation a été exprimé par WEYRAUCH [28] sous une forme générale et pour des lois de déformation quelconques :

1. « Si, pendant un déplacement régulier des corps isotropes, les réactions d'appui ne fournissent aucun travail, le frottement ne se manifeste pas et la température reste constante, toutes les contraintes, déplacements et les grandeurs qui en dépendent ont une valeur telle qu'elle corresponde à un minimum du travail de déplacement ou du travail virtuel de déplacement. »

Puisque le travail intérieur est égal au travail extérieur, une voûte sous une charge concentrée cherchera parmi les lignes des pressions possibles celle dont la flèche soit un minimum ou bien celle telle que le travail fourni par la flexion sous des charges quelconques $\Sigma P\delta$ soit un minimum [29].

Cette loi peut être utilisée pour la recherche de la ligne des pressions dans une voûte qui ne suit pas la loi d'élasticité, par exemple une voûte en maçonnerie sèche si l'on ne tient pas compte de la résistance à la traction.

2. Quand pour une voûte quelconque, avec ou sans rotules, on connaît une ligne exacte des pressions, pour chaque projection parallèle droite ou biaise de la coupe longitudinale de la voûte, une projection parallèle semblable de la ligne des pressions donne aussi une ligne exacte des pressions [30].

Les équations d'élasticité restent valables si les abscisses ou les ordonnées sont multipliées par un facteur quelconque ou si l'on choisit un système de coordonnées obliques.

Cette proposition rend de réels services quand on dresse des tableaux de dimensions de voûtes.

Les indications données ci-dessous, utiles pour des appréciations et un contrôle approximatif sont rigoureusement valables lorsque $J \cos \varphi = \text{constante}$; pour les autres sections droites, elles ne sont qu'approchées.

Cas des voûtes encastrées d'une manière rigide.

3. Dans une voûte de charge donnée la ligne exacte des pressions, parmi toutes les lignes statiquement possibles, est celle qui s'approche le plus en moyenne de l'axe de la voûte, c'est-à-dire celle qui, suivant la méthode des

moindres carrés, s'adapte le mieux à l'axe de la voûte (31).

Suivant l'équation (2') on a :

$$(31) \quad M = \mathcal{M} - Hy = H(y^* - y)$$

L'intégrale générale de l'équation (7) est :

$$(32) \quad \mathcal{M} = F(x) + Ax + B$$

où $F(x)$ est une fonction de x qui dépend de la distribution des charges. On a donc :

$$(33) \quad H(y^* - y) = F(x) + Ax + B - Hy$$

Si l'on élève cette expression au carré et si on la différencie partiellement par rapport à A , B et H on en tire les équations connues d'élasticité pour une voûte encastrée si $J \cos \varphi = \text{const.}$ et si l'action des efforts normaux

est négligée. La valeur $H^2 \int (y^* - y)^2 ds$ sera minimum et H peut être négligé dans l'expression ci-dessus puisque les changements de y^* modifient très peu H .

4. Les surfaces qui se trouvent entre l'axe de la voûte et la ligne des pressions forment un système en équilibre comme il découle des équations d'élasticité pour $J \cos \varphi = \text{const.}$ Les surfaces qui se trouvent au-dessus de l'axe de la voûte sont égales à celles qui se trouvent au-dessous.

5. La ligne des pressions doit couper l'axe de la voûte au moins en trois points et, dans le cas de symétrie de la voûte et de la charge, au moins en quatre points [32].

Suivant la proposition 4 la force résultante des surfaces se trouvant au-dessus de l'axe de la voûte doit être égale et de sens contraire à la force résultante des surfaces se trouvant en dessous. Les deux forces résultantes doivent également se trouver dans le même alignement; on voit tout de suite que cela n'est possible que si la proposition 5 est valable.

6. La surface formée par la ligne des pressions et la corde des appuis est égale à celle formée par l'axe de la voûte avec la même corde. (Les parties de surface qui se trouvent en dessous de la corde des appuis sont à compter négativement.)

Les centres de gravité de ces deux surfaces se trouvent sur une verticale.

Les hauteurs des centres de gravité de ces deux surfaces coïncident presque. Si l'on trace une nouvelle ligne entre la ligne des pressions et l'axe, dont les ordonnées sont les moyennes proportionnelles $\sqrt{yy^*}$ des ordonnées y de l'axe de la voûte et des y^* de la ligne des pressions mesurées à partir de la corde des appuis, le centre de gravité de la surface limitée par cette nouvelle ligne et la corde des appuis coïncide avec le centre de gravité de la surface entre l'axe de la voûte et la corde des appuis.

Ceci est une expression planimétrique des conditions d'élasticité quand $J \cos \varphi = \text{const.}$, dont l'exactitude peut être prouvée par les équations d'élasticité développées pour la voûte encastrée rigidement.

7. Une augmentation quelconque de la distance des appuis, de même qu'un abaissement de la température, a comme conséquence un agrandissement de la flèche de la ligne des pressions. Le retrait donne le même résultat. La nouvelle ligne des pressions est une projection parallèle

de la ligne des pressions précédente sur un plan oblique, dont la trace coïncide avec l'axe passant par le centre de gravité de la surface formée entre l'axe de la voûte et la corde des appuis.

Cas des voûtes encastrées élastiquement.

8. Les appuis susceptibles d'une rotation élastique provoquent généralement un abaissement de la ligne des pressions tout entière. Si de plus les appuis sont susceptibles de déplacements élastiques, les ordonnées de la ligne des pressions augmentent proportionnellement à la distance d'un axe des abscisses compris entre la droite passant par le centre de gravité de l'axe de la voûte et les appuis.

9. La différence existant entre les surfaces qui se trouvent au-dessus et au-dessous de l'axe de la voûte, limitées par la ligne des pressions et l'axe, multipliée par $\frac{H}{EJ}$ est égale

à la rotation relative des appuis mesurée en radians. Si les surfaces qui se trouvent au-dessus de l'axe sont plus grandes que celles en dessous, cela signifie que les appuis se sont inclinés en dedans.

10. Dans le cas d'une voûte à une articulation, les surfaces entre la ligne de fermeture et la ligne des pressions, d'une part, et l'axe de la voûte, d'autre part, ont à peu près les mêmes moments statiques par rapport aux axes de coordonnées passant par l'articulation.

11. Dans le cas de la voûte à deux rotules les centres de gravité des surfaces entre la corde des appuis et l'axe de la voûte d'une part et la ligne des pressions d'autre part sont à peu près au même niveau. Cette proposition est rendue plus exacte encore si, au lieu de la ligne des pressions, on prend une courbe dont les ordonnées sont égales à la moyenne proportionnelle des ordonnées de la ligne des pressions et de l'axe de la voûte.

III. ACTION DE CHARGES CONCENTRÉES SUR LES VOUTES EN BERCEAU

Il existe différentes études sur l'action tridimensionnelle des charges concentrées sur la voûte dans l'espace [33], quand la déformation des sections de voûte peut être négligée, mais on n'a pas de solutions pratiques pour les cas où la distorsion des sections serait importante. Il faudrait, dans ce cas, s'attaquer à la solution compliquée des équations différentielles pour les coques rigides [34] en ayant recours au calcul par différences.

Les observations faites à l'occasion des essais exécutés par le Laboratoire ont permis de saisir d'une manière plus simple les relations les plus importantes.

1. Les lignes élastiques dans les sections perpendiculaires aux génératrices de la voûte sont à peu près semblables géométriquement.

2. Dans le sens transversal la voûte se comporte comme une poutre appuyée sur toute sa longueur sur un matériau élastique et dont le moment d'inertie est égal au moment d'inertie J_z de toute la section longitudinale de la voûte qui participe à la déformation.

La dernière constatation s'explique par le fait que dans la méthode de calcul simplifiée ci-dessous la résistance au poinçonnement et au cisaillement n'est pas prise en considération; pour cette raison, la rigidité effective dans le sens transversal doit recevoir une augmentation empirique.

Suivant les équations (7) et (10) l'équation différentielle de la ligne élastique d'une poutre est :

$$EJ_z \frac{d^4\delta}{dx^4} = p$$

Si l'on admet que la réaction d'appui unitaire d'une poutre est proportionnelle à la flèche :

$$(34) \quad p = -k\delta$$

la solution de cette équation différentielle avec

$$(35) \quad \beta = \sqrt[4]{\frac{k}{4EJ_z}}$$

est :

$$(36) \quad \delta = e^{i\pi} (A \cos \beta x + B \sin \beta x) + e^{-i\pi} (C \cos \beta x + D \sin \beta x)$$

On peut vérifier l'exactitude de cette solution par différenciation.

Pour obtenir une méthode de calcul simple on suppose d'une part que la voûte a une largeur infinie et d'autre part que la rigidité de toute la section longitudinale est soumise à la flexion transversale. Les flèches dans le sens transversal seront proportionnelles aux flèches dans la section chargée. Les erreurs dues aux deux précédentes hypothèses s'annulent réciproquement dans une voûte relativement large.

Puisque pour $x = \infty$ on a $\delta = 0$, les constantes A et B de l'équation (36) disparaissent.

a) Pour une poutre appuyée sur toute sa longueur sur un matériau élastique et chargée au milieu par P on a si $x = 0$:

$$\frac{d\delta}{dx} = 0 \quad Q = -EJ_z \frac{d^3\delta}{dx^3} = -\frac{P}{2}$$

dont on tire les constantes de l'équation suivante pour la ligne élastique :

$$(37) \quad \delta = \frac{P}{8\beta^3 EJ_z} e^{-i\pi} (\cos \beta x + \sin \beta x)$$

b) Pour une charge P à l'extrémité de la poutre si $x = 0$ on a :

$$EJ_z \frac{d^3\delta}{dx^3} = P$$

$$M = 0$$

dont on tire les constantes de l'équation suivante de la ligne élastique :

$$(38) \quad \delta = \frac{P}{2\beta^3 E J_z} e^{-\beta x} \cos \beta x$$

* *

La « surface de répartition » est la surface qui, pour une charge donnée uniformément répartie, présente la même flèche que celle qui serait produite par la même charge concentrée pour une poutre élastiquement appuyée sur toute sa longueur.

Suivant MAXWELL une charge uniforme q par unité de longueur provoque sur une poutre appuyée élastiquement sur toute sa longueur une flèche

$$\delta = qF$$

où F est la surface formée par les ordonnées de la ligne élastique; elle peut être représentée aussi par un rectangle :

$$F = b\delta_{\max}$$

Dans cette flexion la charge uniformément répartie p doit fournir la même quantité de travail que la charge concentrée P . On a donc :

$$P\delta_{\max} = q b \delta_{\max}$$

$$q = \frac{P}{b}$$

La surface de flexion F est généralement :

$$F = \frac{P}{k}$$

puisque les résistances unitaires q avec une forme d'appuis quelconque, doivent toujours créer une résultante égale et de sens contraire à la force agissante P .

La largeur de répartition $b = \frac{F}{\delta_{\max}}$ sera alors :

$$(39) \quad \text{pour la charge au milieu} \quad b = \frac{2}{\beta}$$

$$(40) \quad \text{pour la charge à l'extrémité} \quad b' = \frac{1}{2\beta}$$

La valeur b ci-dessus est valable avec une exactitude suffisante pour les largeurs de voûte $B > \frac{5}{\beta}$ (erreur $< 5\%$), et b' pour les largeurs $B > \frac{2}{\beta}$ (erreur $< 2\%$).

Pour des largeurs de voûte plus petites, les constantes de la solution générale de la ligne élastique doivent être déterminées spécialement. Un calcul analogue au précédent conduit alors aux largeurs de distribution suivantes :

$$(39') \quad b_0 = \frac{2}{\beta} \frac{\operatorname{sh} \beta l + \sin \beta l}{2 + \operatorname{sh} \beta l + \cos \beta l + e^{-\beta l}}$$

$$(40') \quad b'_0 = \frac{1}{2\beta} \frac{\operatorname{ch} 4\beta l + \cos 4\beta l - 2}{\operatorname{sh} 4\beta l - \sin 4\beta l}$$

On voit que la charge au bord de la voûte est très défavorable. Donc, il faut autant que possible contreventer les parements des voûtes.

La largeur de répartition b suivant l'équation (39) peut, en général, être introduite dans le calcul des contraintes dans les voûtes qui sont appuyées ou encastrées à leurs parements. On peut démontrer que cette simplification du calcul des efforts des voûtes dans le sens de la portée augmente la sécurité.

Les largeurs de distribution b' , b'_0 et b_0 suivant les équations (40), (39') et (40') ne peuvent donc être appliquées qu'aux voûtes avec parements libres.

Quand la largeur de voûte est plus faible que la largeur de distribution théorique, le calcul doit être fait pour la largeur réelle de la voûte.

La flèche maximum qu'il faut introduire dans l'équation (34) pour une charge uniforme peut être chaque fois calculée suivant l'équation (9). Pour une charge P à la clef par unité de longueur dans le cas de voûte avec $J \cos \varphi = \text{const.}$ la flèche sera :

$$\text{pour une voûte à trois rotules environ : } \frac{1}{500} \frac{Pl^3}{EJ}$$

$$\text{pour une voûte encastrée environ : } \frac{1}{3000} \frac{Pl^3}{EJ}$$

On obtient ainsi, après quelques simplifications, une largeur de distribution b d'une charge concentrée pour une voûte à trois rotules égale à environ $2/3$, et pour une voûte encastrée à environ $1/5$ de la portée. On a supposé ici les appuis fixes, ce qui n'a pas lieu dans les voûtes à tirant.

La largeur de distribution minimum est obtenue par élargissement à 45° à partir des limites de la surface d'application jusqu'à la mi-épaisseur de la voûte (surface de l'axe).

Pour la répartition dans le sens de la portée, ce mode de répartition qui correspond à la norme S. I. A. est toujours valable.

La distribution au travers d'un plancher disposé au-dessus de la voûte est à étudier pour chaque cas particulier. Dans les planchers massifs, dans le béton de protection, etc., on peut supposer également une distribution à 45° .

Dans les voûtes en maçonnerie sans tirants, on peut admettre la même distribution que pour une voûte à trois rotules.

Dans les voûtes avec tirants calculées pour résister seulement à la poussée horizontale, la flèche due à la déformation de la voûte est tellement inférieure à la flèche due à l'allongement des tirants, qu'elle peut être négligée.

On a :

$$\delta = \frac{H}{q} \Delta l = \frac{Pl^3}{16f_0^2 f_e E_e}$$

où q est la charge par unité de longueur.

Avec cette valeur de δ , on obtient la largeur de distribution au milieu de la voûte :

$$(41) \quad b = 2 \sqrt{\frac{\Sigma (E_q J_q) l^3}{4 E_e f_0^2 f_e}}$$

$\Sigma(E_q J_q)$ = rigidité dans le sens transversal de toute la voûte, y compris les appuis, rapportée à l'axe de la voûte. Les appuis participent ici à la distribution de la charge;

l = portée de la voûte;

f_0 = flèche de la ligne des pressions $\approx 9/10$ de la flèche de l'axe de la voûte;

f_e = section des tirants par unité de longueur;

E_e = Module d'élasticité des tirants.

La figure 8 représente, pour deux voûtes d'essais, les lignes élastiques transversales déterminées l'une d'après les mesures, l'autre suivant le calcul basé sur les théories exposées ci-dessus. On voit que dans les voûtes maçonnées avec tirants, les formules (37) à (40) développées pour les voûtes très larges concordent assez exactement tant que la largeur des voûtes n'est pas sensiblement plus petite que leur portée.

Il est entendu que la distribution des charges comme elle est exposée ci-dessus ne peut se réaliser que lorsque les forces internes existantes peuvent se développer dans le sens transversal sans dépasser les limites de la résistance du matériau.

La sécurité des voûtes au poinçonnement par les charges concentrées peut être appréciée de la même manière qu'il est précisé dans les Normes S. I. A. [40].

On suppose que la distribution, en partant du périmètre de la surface d'application (sur voûte ou sur couche protectrice), se fait à 45° et détermine sur la surface axiale de la voûte le périmètre U de la surface de cisaillement ou de rupture déterminante. La contrainte de cisaillement τ provoquée par poinçonnement ne doit pas dépasser les limites admises (§ A, II, 5) :

$$\tau = \frac{3P}{2Ud}$$

d = épaisseur de la voûte. Quand la sécurité contre le poinçonnement est assurée, il n'est pas nécessaire de vérifier les autres contraintes de cisaillement dues aux charges concentrées. Les contraintes de cisaillement provoquées par les charges réparties ne peuvent être importantes que dans les cas exceptionnels de voûtes minces contreventées aux parements.

Les efforts de flexion dans le sens transversal sont déterminés par la ligne élastique transversale :

$$M_q = -\Sigma(E_q J_q) \frac{d^2 \delta}{dx^2}$$

Par exemple, pour une charge au milieu de la voûte, l'équation (37) donne :

$$(42) \quad M_q = \frac{P}{4\beta}$$

et pour une charge sur le bord de la voûte, suivant l'équation (38) :

$$(43) \quad M'_q = -\frac{P}{3\beta} = -\frac{Pb}{6}$$

Une étude plus précise pour des positions quelconques des charges sur des voûtes d'une largeur limitée montre que l'équation (42) peut être appliquée à toutes les voûtes encastrees aux parements et de largeur quelconque, tandis que l'équation (43) donne une bonne approximation de la limite supérieure pour les voûtes de largeur quelconque libres ou simplement appuyées du côté des parements.

La valeur de β doit être calculée suivant l'équation (35) où l'on fait entrer la rigidité $\Sigma(E_q J_q)$ qui était fondamentale pour la détermination des lignes élastiques transversales, c'est-à-dire la rigidité de toute la section participant à la déformation et augmentée dans le cas des voûtes à tirants de la rigidité des libages d'appui.

Par conséquent, dans le calcul des contraintes de flexion dans le sens transversal, il faut introduire comme moment de résistance :

$$W = \frac{2\Sigma J_q}{d}$$

La valeur maximum de la contrainte dans le sens transversal sera alors, pour une position de charge quelconque et pour une largeur quelconque de voûte :

$$(44) \quad \sigma_{q \max} = \frac{Pbd}{12\Sigma J_q}$$

ceci également pour les voûtes appuyées ou libres aux parements.

Suivant les essais exécutés jusqu'ici pour l'étude du dépassement de la résistance transversale, ce n'est pas la valeur maximum qui importe, mais la valeur moyenne.

Une étude approfondie des largeurs de distribution et des efforts transversaux dans les voûtes appuyées de manières différentes et de largeurs différentes peut se faire en se basant sur les principes de calcul de la théorie générale [35] pour poutres appuyées élastiquement sur toute leur longueur.

IV. EFFETS DE CHOC SUR LES VOUTES EN BERCEAU

1. Chute d'une masse.

On a constaté, par les mesures, que les lignes élastiques provoquées par la chute de masses sont presque exactement proportionnelles à celles provoquées par les charges statiques.

Se basant sur cette constatation, on peut calculer suivant la méthode de Cox [37] la ligne élastique sous l'action dynamique. Les contraintes dynamiques sont alors égales aux contraintes provoquées par des charges statiques équivalentes ayant même ligne élastique.

La masse de la voûte est prise en considération par le fait que l'on suppose, au point de percussion, une masse équivalente concentrée de même énergie cinétique que toute la voûte pour la flèche considérée.

Pour déterminer la masse équivalente de la voûte, on mesure ou l'on calcule la surface de flexion sous l'action d'une charge G appliquée au point de percussion. On divise ensuite la voûte en un certain nombre d'éléments et le poids q de chaque élément est multiplié par le carré de sa flèche moyenne δ . Si f est la flèche au point d'application de la charge, la masse équivalente à ce point devient :

$$M = \frac{\sum q \delta^2}{g f^2}$$

où g est l'accélération de la pesanteur.

Le rapport de la charge à la flèche est : $\theta = \frac{G}{f}$.

Si un poids de masse $m = \frac{G}{g}$ animé d'une vitesse v_0 percute sur la voûte, la vitesse de l'ensemble immédiatement après un choc non élastique sera :

$$v = v_0 \frac{m}{m + M}$$

L'énergie cinétique du système, augmentée du travail créé par le déplacement δ_d est égale au travail de déformation.

$$\frac{m + M}{2} v_0^2 \frac{m^2}{(m + M)^2} = \frac{v_0^2}{2} \frac{m}{1 + \frac{M}{m}} = \frac{1}{2} \theta \delta_d^2 - mg \delta_d$$

avec $v_0 = \sqrt{2gh}$ et $\frac{mg}{\theta} = \delta_{st}$ = flexion statique à la suite de la charge G , on tire de l'équation ci-dessus pour la flèche dynamique :

$$(45) \quad \delta_d = \delta_{st} + \sqrt{\delta_{st}^2 + 2h\delta_{st} \frac{1}{1 + \frac{M}{m}}}$$

La charge équivalente P qui provoquerait sous forme statique à peu près les mêmes efforts qu'une percussion du poids G sera :

$$(46) \quad P = G \frac{\delta_d}{\delta_{st}}$$

Les flèches dynamiques calculées coïncident assez exactement avec les valeurs mesurées.

2. Explosifs.

A. EFFET LOCAL.

L'explosion d'une charge, de poids L , appliquée à même la surface, provoque un entonnoir dans le béton de protection, de rayon R en mètres :

$$(47) \quad R = \sqrt[3]{\frac{L}{v k_1 g}}$$

où

v = coefficient de bourrage, pour les charges appliquées sans bourrage $v = 5$;

k_1 = coefficient d'explosif, par exemple pour le Trotyl $k_1 = 1$;

g = coefficient du matériau, pour le béton de protection à 330 kg/cm² de résistance $g = 10$ [voir aussi (38)].

La formule ci-dessus est valable approximativement pour une surface plane de béton, dont on peut déduire, suivant les relations géométriques, un rayon un peu plus petit de l'entonnoir dans une construction voûtée.

Le béton est disloqué jusqu'à la profondeur R , l'entonnoir vidé par l'explosion n'a qu'une profondeur d'environ $\frac{R}{3}$.

L'épaisseur d en mètres de mur ou de plafond d'abris dont les éclats commencent à tomber à l'intérieur sous l'action d'une charge posée librement à l'extérieur est :

$$(48) \quad d = k_2 \sqrt{L}$$

Pour les voûtes en briques nues à l'intérieur mais recouvertes de béton de protection $k_2 = 0,45$.

D'une manière générale, la constante k_2 est plus grande pour la maçonnerie de briques que pour celle en pierres naturelles. Pour le béton non armé, elle est plus petite, et encore plus petite pour le béton armé.

B. EFFET DE CHOC.

L'impulsion $\int P dt$ de l'explosion sur la construction est à peu près $i = 120$ kg sec par kilogramme d'explosif. La formule de l'impulsion avec les notations précédentes donne :

$$iL = Mv$$

avec les hypothèses précédentes. l'équation d'énergie donne :

$$\frac{1}{2} \theta \delta' = \frac{1}{2} Mv^2$$

d'où :

$$(49) \quad \delta_{it} = \frac{iL}{\sqrt{M\theta}}$$

L'effort instantané peut être calculé suivant l'équation (46).

Ce calcul approximatif, qui ne tient pas compte de la propagation des ondes de choc, ne peut donner que l'ordre

de grandeur de l'action réelle. Mais les calculs faits à la suite d'essais exécutés sur des voûtes en briques en a prouvé l'exactitude.

Les formules de l'impulsion et de l'énergie donnent pour le travail A du choc explosif [5] :

$$(50) \quad A = \frac{1}{2M} \left[\int P dt \right]^2 = \frac{1}{2M} \left[iL \right]^2$$

Si l'on égale ce travail à la somme des travaux de déformations élastiques et plastiques de la voûte, on peut calculer l'allongement permanent des tirants, puisque l'on connaît leur limite d'écoulement. Le résultat du calcul concorde assez exactement avec les résultats des essais avec explosifs (§ II-4-D du rapport A).

C. — BIBLIOGRAPHIE ET OBSERVATIONS

- [1] CASTIGLIANO ⁽¹⁾, créateur du principe bien connu du minimum du travail de déformation. Il calculait les voûtes en briques suivant la théorie de l'élasticité en admettant que les briques et le mortier étaient également distribués dans la maçonnerie. En 1879, il a calculé ainsi le pont en briques de 42 m pour chemin de fer à Oglio.

La justesse des hypothèses de CASTIGLIANO a été confirmée par WEYRAUCH ⁽²⁾ qui a exécuté les vérifications analytiques détaillées après les essais faits par l'Association des Ingénieurs et Architectes autrichiens en 1891-1892. L'étude a conduit à la conclusion que les voûtes essayées se sont comportées comme des voûtes élastiques. Il s'agissait de voûtes de 23 m en moellons, en briques, en béton damé et de voûtes MONIER. Ce résultat a accéléré le développement de la théorie élastique des voûtes ⁽³⁾.

Il est curieux de constater comment se sont comportées jusqu'ici les voûtes en briques exécutées au siècle dernier. Les rapports complets ne se trouvent qu'aux services des Directions de Chemin de fer.

TILS ⁽⁴⁾ rapporte à ce sujet :

« Les ponts de chemin de fer du district de Cologne ne comportent plus qu'une partie des ouvrages construits au milieu du siècle dernier au moment de la construction des chemins de fer; ceux construits en briques se sont bien conservés, jusqu'à présent, sans renforcement, quoique les charges aient été doublées (essieux de 25 t au lieu de 12 t).

Les ponts en béton non armé construits, la plupart, après 1900, ne sont plus assez solides pour les nouvelles charges en raison des fortes tractions qui apparaissent. Beaucoup de ponts présentent des fissures surtout aux joints de reprises et doivent être reconstruits. Ils ont été presque partout remplacés par des voûtes en briques calculées suivant la théorie de l'élasticité ainsi que les toutes récentes Instructions (Din. 1075) le permettaient ⁽⁵⁾. »

Il est impossible que cette constatation qui semble ici presque incroyable ne soit pas exacte, puisque *Organ für die Fortschritte des Eisenbahnwesens* a publié cette communication facilement contrôlable sans protestations.

KERN ⁽⁶⁾ attire l'attention sur les détériorations à la suite de la gelée et des intempéries (ainsi que sur l'influence défavorable de mauvais mortiers dans les joints), qui se sont manifestées aux chemins de fer de l'État autrichien. Par ailleurs il remarque :

⁽¹⁾ CASTIGLIANO, *Théorie de l'équilibre des systèmes élastiques et ses applications*. Turin, 1879.

⁽²⁾ WEYRAUCH, *Les voûtes élastiques*. Munich, 1897.

⁽³⁾ Voir MAIRLE, *Développement du calcul des arcs et voûtes hyperstatiques sous l'influence de la théorie d'élasticité*, 1935.

⁽⁴⁾ TILS, *Ponts de chemins de fer en Rhénanie entre Coblenz et Clèves. Organ für die Fortschritte des Eisenbahnwesens*, 1938.

⁽⁵⁾ Suivant l'Instruction pour le calcul DIN 1075 il faut prendre en considération :

1° Pour les voûtes en béton non armé : le retrait équivalent à un abaissement de température de 25°; pour les voûtes en briques il n'est pas nécessaire de prendre en considération le retrait.

2° Pour tenir compte d'une variation de température de $\pm 15^\circ$ à $\pm 20^\circ$ le coefficient de dilatation du béton est : $d_t = 0,000\ 010$ et celui de la brique : $d_t = 0,000\ 005$.

3° Pour le calcul des valeurs hyperstatiques les modules d'élasticité de béton : $E = 210\ 000\ \text{kg/cm}^2$; de maçonnerie en briques dures avec mortier de ciment $E = 50\ 000\ \text{kg/cm}^2$ seulement.

Ces différences provoquent des efforts plus grands dans les voûtes en béton à la suite du retrait et des changements de température. (Il faut remarquer que d'après les essais du Laboratoire suisse ces modules sont encore trop faibles par rapport à la réalité.)

⁽⁶⁾ KERN, *Entretien des ponts en arc des chemins de fer d'État autrichien. Organ für die Fortschritte des Eisenbahnwesens*, 1938.

« Bien que les petits ponts voûtés, d'après les calculs, travaillent à des taux trop élevés, ils sont parmi nos plus sûres constructions. D'une part, le calcul ne tient pas compte des diverses influences; d'autre part, l'expérience montre que les voûtes peuvent supporter de grandes détériorations.

On sait que les ponts en voûtes des lignes les plus anciennes supportent depuis cent ans, presque sans difficulté, les augmentations des charges. Mais cette ancienneté fait penser à la nécessité de leur remplacement complet sur certaines lignes. »

Il attire l'attention sur le fait que dans les joints vers l'extérieur il y a bien un mortier dur de ciment quoique attaqué par les intempéries, mais qu'à l'intérieur le mortier est à la chaux; on peut l'enlever avec le doigt, quelquefois même les briques peuvent être déplacées à la main. On comprend alors les signes de vétusté de ces ponts.

KOMERELL ⁽¹⁾ et BRANDAU ⁽²⁾ indiquent les expériences favorables que l'on a avec les briques dures (de Hollande) dans les tunnels.

- [2] *Instruction pour la protection antiaérienne des constructions*, publiée par la Commission Fédérale de Défense Passive. En vente au Bureau des Imprimés de la Chancellerie Fédérale, Berne.

- [3] Les méthodes d'essais de briques et de maçonnerie ont été exposées par P. HALLER dans la *Physique des briques*, publiée par l'Association Suisse des Fabricants de briques et de tuiles, Zurich.

- [4] Pour les relevés de mesures statiques et dynamiques on a employé les instruments suivants :

Défectomètres de mesure, tensomètres, déformètres du Dr A. HUGENBERGER, Zurich.

Défectomètres, clinomètres, indicateurs de vibrations de STOPPANI et Cie, S. A., Berne.

Défectomètres de ZIVY et Cie, Bâle.

Appareils de mesure des allongements dynamiques de TRÜB, TAUBER et Cie, S. A., Zurich.

Oscillographe à circuits de SIEMENS S. A., Zurich. »

Indicateurs de temps de JAQUET, S. A., Bâle et ZIVY et Cie, Bâle.

Indicateurs de déplacements, construits par le Laboratoire suisse d'Essais de matériaux.

Une description de ces appareils se trouve dans les prospectus de ces maisons, le dernier appareil a été détaillé dans le texte.

Une bonne notion des instruments plus anciens est donnée dans la *Description des appareils pour l'étude des constructions métalliques et massives*, réunie par le Bureau de construction des ponts à la Direction générale des Chemins de fer Suisses.

- [5] M. RITTER. — *Constructions de protection antiaérienne*. Cours à l'École Polytechnique de Zurich, 1941. Publié par la Direction générale des Chemins de fer Suisses.

VOELLMY. — *Données expérimentales et théoriques pour la construction d'abris simples*. Conférence 1940, publiée par le Laboratoire suisse d'Essais de matériaux, Zurich.

- [6] Voir *Abri en briques*, publié par l'Association Suisse des Fabricants de briques et de tuiles, Zurich.

- [7] MOSELEY. — *Étude théorique et pratique de ponts* (1839). — Vol. I de WEALE, *Théorie, pratique et architecture de ponts, etc.*, Londres.

⁽¹⁾ KOMERELL, *Calcul statique de la maçonnerie de tunnel*. Berlin, 1940.

⁽²⁾ BRANDAU, *Le problème des tunnels alpins longs et profonds et l'expérience du tunnel du Simplon. Schw. Bau-Zeitung*, 1909.

- [8] La ligne des pressions a été introduite dans la statique des voûtes par PONCELET, *Mémorial de l'Officier du Génie*, 1835, Paris, et par GERSTNER, *Manuel de la mécanique technique*, 1832-34, Vienne.
- [9] On suppose ordinairement que, chaque partie de l'extrados est chargée par toute la masse qui se trouve au-dessus. Pour les charges concentrées, on prend une distribution approximative par superstructure. D'après toutes les études faites, il serait plus juste d'étudier la voûte avec la superstructure comme un corps élastique unique. Voir M. ROÛ, *Essais et expériences avec les constructions en béton armé exécutées en Suisse*. Laboratoire suisse d'Essais des matériaux, 1937 et 1940.
- [10] MOSELEY. — Sur un nouveau principe dans la statique dénommé principe de la moindre pression. *Phil. Mag.*, 1833, Londres.
- [11] L'histoire de la théorie des voûtes a été traitée par :
FOEPL. — *Théorie des voûtes*. Leipzig, 1881.
MEHRTENS. — *Cours de statique des constructions et résistance des matériaux*. Leipzig, 1903.
FOERSTER. — *Ponts en pierre. Manuel des sciences de l'Ingénieur*. Leipzig, 1904.
MAIRLE. — *Développement du calcul des arcs et des voûtes hyperstatiques sous l'influence de la théorie de l'élasticité*. Diss. Braunschweig, 1935.
- [12] COULOMB. — Application des règles des maxima et minima à quelques problèmes de statique relatifs à l'architecture. *Mémoires des Savants étrangers de l'Académie de Paris*, 1773.
- [13] NAVIER. — *Résumé des leçons données à l'École des Ponts et Chaussées sur l'application de la Mécanique à l'établissement des constructions et machines*. Paris, 1833.
- [14] CULMANN. — *Statique graphique*. 2^e édition, 1875, Zurich.
- [15] WINKLER. — *Élasticité et résistance*, 1867; *Position de la ligne des réactions dans la voûte*. *D. B. Z.*, 1879 et 1880.
- [16] Voir par exemple prospectus *Constructions d'abris de défense passive* de la S. A. HUNZIKER et Cie, Zurich, 1941.
- [17] Voir par exemple calculs à la suite des essais de différentes voûtes armées et non armées :
DE PERRODIL. — *Arc d'expérience en maçonnerie et ciment de Portland*. *Annales des Ponts et Chaussées*, Mémoires 2, 1882.
WEYRAUCH. — *Les arcs élastiques*. Munich, 1897.
Mesures relevées par le Laboratoire suisse d'Essais de matériaux dans :
ROÛ. — *Expérience et essais de constructions en béton armé exécutées en Suisse*, 1937 et 1940.
Pont Adolphe sur la Vallée de la Pétrusse à Luxembourg, 1933.
Essais de chargement du viaduc de Wiesen du chemin de fer rhétique. *S. B. Z.*, 1931.
Essais de chargement de nouveaux ponts-routes au Bergell. *S. B. Z.*, 1931.
- Les relevés des déformations de voûtes en briques exécutées par le Laboratoire Fédéral d'Essais des matériaux exposés dans ce rapport.
- [18] Les études sur l'influence de la courbure des voûtes se trouvent dans :
WINKLER. — *Élasticité et résistance*. Prague, 1867-68.
WEYRAUCH. — *Les arcs élastiques*. Munich, 1897.
MEHRTENS. — *Cours de la statique des constructions et résistance des matériaux*, 1903-05.
BACH. — *Élasticité et résistance*. Berlin, 1920.
KECK. — *Étude de l'Élasticité*. Hanovre, 1922-24.
- [19] La formule (3) se déduit de la combinaison des deux lois mathématiques :
HOOKE. — L'allongement spécifique est proportionnel à la tension :
- $$\varepsilon = \frac{\sigma}{E}$$
- (*Traité de collections philosophiques*, 1678.)
NAVIER. — Les sections restent planes dans la déformation. (Mémoire sur la flexion des pièces élastiques courbes. *Annales de Chimie et de Physique*, 1820.)
En réalité, J. BERNOULLI avait déjà fait cette supposition 100 ans auparavant. (Véritable hypothèse de la résistance des solides avec démonstration de la courbure des corps qui font ressort, 1705.)
- [20] Voir aussi :
ZIMMERMANN. — Sur les polygones funiculaires. *Zentralblatt der Bauverwaltung*, 1883.
SCHWEDLER. — Théorie des lignes de réactions. *Zeitschrift für Bauwesen*, 1859.
- [21] Un exposé plus précis dans la plupart des cours de mathématiques et de résistance de matériaux; par exemple, chez KECK, *Théorie de l'élasticité comme base pour le calcul de résistance des constructions*. Hanovre, 1922-24.
- [22] *Tableaux des fonctions hyperboliques* dans HÜTTE, *Manuel de l'Ingénieur*, vol. I; plus détaillé chez HAYASHI : *Tableaux des fonctions circulaires et hyperboliques et de leurs produits*, ainsi que de la fonction gamma, à 5 et 7 décimales. Berlin, 1926.
- [23] VOELLMY. — *Tuyaux enterrés*. Zurich, 1937.
- [24] SCHOENHOEFER. — *Étude statique des voûtes et des constructions similaires avec application de la méthode des valeurs constantes des voûtes*. Berlin, 1908.
- [25] Des méthodes graphiques pour l'étude des voûtes hyperstatiques ont été développées par :
FRAENKEL. — Sur la théorie des voûtes élastiques. *Zeitsch. Hanovre, Arch. und Ing., Ver.*, 1869.
MOHR. — Contribution à la théorie des voûtes élastiques. *Z. H. A. I. V.*, 1870.
CULMANN. — *Statique graphique*, 1875.
STEINER. — Sur le calcul graphique des voûtes sans articulation à section constante et détermination de la ligne des réactions des voûtes. D'après les conférences de STEINER, composé par Hübl. *Allgem. Bauzeitung*. Vienne, 1878.
EDDY. — *Étude de statique graphique*. New-York, 1878.
KROHN. — Contribution à la théorie des voûtes élastiques. *Zeitsch. für Baukunde*, 1880.
FOEPL. — *Théorie des voûtes*, 1881.
MULLER. — Théorie élastique des voûtes en berceau. *Zeitsch. für Bauwesen*, 1882.
STEINER. — Calcul des ponts en arc. *Techn. Blätter*, Prague, 1899.
LANDSBERG. — Contribution à la théorie des voûtes. *Z. V. D. I.*, 1901.
SCHOENHOEFER. — *Étude statique des voûtes suivant la méthode des valeurs constantes des voûtes*. *Oester. Wochensch. für den öffentl. Baudienst*, 1904.
MELAN. — Contribution à la théorie des voûtes. *Wochensch. des Oesterr. Ing. und Arch. Ver.*, 1885.
- Le pont en béton armé Chauderon-Monthenon à Lausanne. *Zeitsch. des Oesterr. Ing. und Arch. Ver.*, 1906.
MOERSCH. — Calcul des voûtes encastrées. *S. B. Z.*, 1906.
VLACHOS. — Méthode graphique pour déterminer les lignes d'influence dans les voûtes encastrées. *B. und E.*, 1911.
HAIMOVIĆ. — Détermination de la ligne des pressions dans les voûtes encastrées élastiquement. *B. und E.*, 1907.
- Calcul graphique des voûtes encastrées élastiquement à l'aide de l'enveloppe des hyperboles. *Mitteilungen über Zement, Beton und Eisenbetonbau*, 1921.
STRASSER. — Nouvelles méthodes pour la statique des cadres, v. II, 1931.

- MELAN. — Manuel de Béton Armé, 1932.
- [26] M. RITTER. — Contribution à la théorie et au calcul des arcs à âme pleine sans articulation à la clef, spécialement des arcs des ponts et cadres en béton armé. Berlin, 1909.
- RITTER. — Calcul analytique des voûtes de ponts sans articulation. *Plaquette E. P. F.*, 1937.
- RITTER. — Abrégé des cours sur les constructions massives et les ponts massifs. Antographie. Zurich, 1940.
- [27] Par exemple : Manuel des Sciences de l'Ingénieur, 1904; Manuel de Béton Armé, 1932; Agenda Suisse pour Ingénieurs, 1941.
- [28] WEYRAUCH. — Théorie des corps élastiques. Leipzig, 1884.
- [29] Déjà EULER a mentionné cela : *De curvis elasticis*, 1744.
- [30] FÖPPL. — Théorie des voûtes, 1881.
- [31] WINKLER. — Position de la ligne des réactions dans la voûte. *D. B. Z.*, 1879 et 1880.
- [32] MEHRTENS. — Statique des constructions et Résistance des matériaux, 1904.
- [33] MOERSCH. — Efforts secondaires dans les voûtes de ponts à trois rotules. *Zeitsch. für Arch. und Ing. Wesen*, 1900.
- ELWITZ. — Étude de voûtes élastiques. *Zeitsch. für Bauwesen*, 1907.
- FAERBER. — Ponts en arc à trois rotules. Stuttgart, 1908.
- ENGESSER. — Voûte en berceau élastique considérée comme un système dans l'espace. *Zeitsch. für Bauwesen*, 1909.
- SCHACHENMEIER. — Calcul de voûtes hyperstatiques au sixième degré. *Zeitsch. für Arch. und Ing. Wesen*, 1910.
- GABER. — Construction et calcul des ponts en arc. Berlin, 1914.
- SCHWATZER. — Voûte élastique encastrée considérée comme un système dans l'espace. *OEst. Wochensch. für den off. Baudienst*, 1913.
- TRAUER. — Salle des fêtes à Breslau. *Armierter Beton*, 1913.
- MARCUS. — Voûtes biaises et poutres à double courbure. Berlin, 1914.
- HAWRANEK. — Efforts secondaires dans les ponts en béton armé. Calcul des forces dans l'espace par lignes d'influence. Berlin, 1919.
- [34] FLÜEGGE. — Statique et dynamique des coques. Berlin, 1934.
- PARIS. — Voûtes cylindriques auto-portantes. *Bull. Techn. de la Suisse Romande*, 1941.
- WIEDEMANN. — Contribution à la question de la forme des coques auto-portantes en berceau dans l'espace. *Ingénieur-Archiv.*, 1937.
- [35] Voir par exemple HAYASHI : Théorie de la poutre appuyée élastiquement sur toute sa longueur. Berlin, 1921.
- [36] Normes de la S. I. A. concernant le calcul, l'exécution et l'entretien des constructions en acier, béton et béton armé.
- [37] COX. — Percussion sur poutres élastiques. *Transactions of the Cambridge Philos. Society*, 1850.
- TIMOSHENKO. — Problèmes de vibrations dans la Technique. Berlin, 1932.
- [38] VOELLMY. — Destruction par explosifs du pont en béton armé de la halle du ciment de l'Exposition nationale. *Techn. Mitt. für Sappeure, Pontoniere und Mineure*, 1940.
- [39] FLIERL. — Le choc direct et l'effet d'explosion sur la poutre appuyée librement. *Zeitsch. für angew. Math. u. Mech.*, 1925.
- [40] S. I. A. — Société Suisse des Ing. et des Archit.
- E. S. I. : Association des Ing. spécialistes indépendants de béton armé et des constructions métalliques dans le Canton de Zurich.
- B. L. Z. : Bureau des Constructions de défense passive de la ville de Zurich.
- L. F. E. M. — Laboratoire Fédéral d'Essai des Matériaux.

BÉTON. BÉTON ARMÉ, N° 10

CENTRE D'ÉTUDES SUPÉRIEURES

EXPOSÉ DU 5 AVRIL 1949

SOUS LA PRÉSIDENTENCE DE **M. Albert CAQUOT**, Membre de l'InstitutTHÉORIE ÉLASTO-PLASTIQUE DE LA FLEXION
DANS LES POUTRES EN BÉTON ARMÉ

MÉMOIRE COMPLÉMENTAIRE

Par **M. CHAMBAUD**, Ingénieur E. C. P.

SOMMAIRE

	Pages.		Pages.
ALLOCATION DU PRÉSIDENT.....	2	6. Expériences complémentaires sur poutres armées d'aciers torsadés	14
1. Introduction.....	3	7. Influence du béton tendu dans la résistance à rupture des poutres à la flexion.....	16
2. Nouvelle étude du diagramme de compression du béton.....	3	8. Conclusion.....	16
3. Résumé objectif de quelques résultats.....	9	DISCUSSION	17
4. Fissuration.....	12		
5. Nouvelle méthode d'écrasement des éprouvettes en béton...	13		

NOTE DE LA RÉDACTION. — La majeure partie de l'exposé fait en séance par M. CHAMBAUD se trouvant déjà imprimée dans le fascicule des ANNALES n° 61 de février 1949, intitulé ÉTUDE EXPÉRIMENTALE DE LA FLEXION DANS LES PIÈCES EN BÉTON ARMÉ, le texte correspondant n'est pas reproduit ici. On se contente de donner l'allocution du Président, un mémoire complémentaire où M. CHAMBAUD expose les points traités dans sa conférence qui n'avaient pas trouvé place dans le premier mémoire, ainsi que la discussion qui a eu lieu à la fin de la séance.

ALLOCUTION DU PRÉSIDENT

MESSIEURS,

J'ouvre la séance. Je n'ai pas à vous présenter M. CHAMBAUD qui a déjà fait ici des conférences. Il va vous parler aujourd'hui d'un problème intéressant, qui est celui d'améliorer simultanément la sécurité et de diminuer le prix des constructions fléchies à poutres rectangulaires.

Les méthodes de calcul actuelles sont des méthodes très approchées puisqu'elles ne tiennent pas compte de la variation du coefficient d'élasticité et surtout de la période de fluage.

En tenant compte de tous les éléments du problème, M. CHAMBAUD va vous indiquer les résultats obtenus. On arrive à une conclusion que tous les bons constructeurs connaissent, c'est que c'est folie de mettre des armatures en compression. Il faut les mettre en traction pour

que la sécurité soit plus grande. On est obligé de les mettre en compression pour obéir aux règlements et les bons constructeurs font actuellement deux calculs : l'un qui suit les phénomènes naturels et l'autre les règlements.

M. CHAMBAUD nous propose une fusion de ces éléments. Il a effectué des expériences avec le soin que vous savez, et il nous montre comment déterminer les conditions de résistance et ensuite comment on peut homogénéiser le coefficient de sécurité qui est très variable suivant le pourcentage d'acier. On arrive à ce résultat extrêmement important, c'est que le pourcentage critique d'acier, c'est-à-dire celui pour lequel il y a théoriquement utilisation complète du béton et de l'acier, est en vérité plus du double de celui qui correspond à l'application pure et simple du règlement.

Je donne la parole à M. CHAMBAUD.

RÉSUMÉ

Le présent mémoire complète l'étude expérimentale de la flexion dans les pièces en béton armé, en phase élasto-plastique jusqu'à rupture, dont l'exposé général a été fait dans le fascicule des Annales, n° 61 de février 1949.

On y trouve notamment :

1° Une discussion théorique conduisant à une nouvelle forme du diagramme de raccourcissement du béton qui donne une explication simple des phénomènes d'équilibre quasi-indifférent observés au voisinage de la rupture.

2° Des exemples d'application de la théorie, présentés sous une forme graphique permettant de saisir immédiatement les relations entre les différentes grandeurs en jeu.

3° La généralisation de la théorie élasto-plastique de la flexion pour le cas des aciers durs ou mi-durs sans palier de ductilité, avec référence à de nouvelles expériences justificatives.

4° La discussion qui a eu lieu en séance du Centre d'Études Supérieures sur les sujets traités.

SUMMARY

The present note completes the investigations into the elastic-plastic deformations occurring when reinforced concrete members are loaded in bending up to failure, of which a general survey was given in the Annales n° 61 of February 1949.

The following points in the present paper are of special interest :

1. A theoretical discussion leading up to a new form of the stress-strain diagram of concrete, which gives a simple illustration of the state of quasi neutral equilibrium existing near the point of rupture.

2. Examples of the use of the theory given in a graphical form, so that the relations between the different factors involved can be readily understood.

3. A generalization of the elastic-plastic theory of bending which can be applied in the case of hard or semi-hard steels for which the stress-strain diagrams present no horizontal part, quoting recent experiments which bear out the theory.

4. The discussion which took place on these subjects after the lecture delivered at the Centre d'Études Supérieures.

1. INTRODUCTION

Pour l'exposé général le lecteur est prié de bien vouloir se reporter au fascicule des *Annales de l'Institut technique du Bâtiment et des Travaux Publics*, n° 61 de février 1949, intitulé *Etude expérimentale de la flexion dans les pièces en béton armé (théorie élasto-plastique et méthode de calcul à coefficient de sécurité constant)* où se trouve imprimée la majeure partie de ma Conférence. J'exposerai ici avec certains développements nouveaux les questions complémentaires traitées en séance qui n'avaient pas trouvé place dans le précédent mémoire.

On y verra notamment :

1° La discussion théorique qui conduit à la forme nouvelle du diagramme de raccourcissement du béton com-

primé, annoncée dans le premier mémoire, page 23. Cette forme paraît plus près de la réalité et permet d'expliquer d'une façon plus précise les phénomènes observés dans la phase qui précède de peu la rupture.

2° Des exemples d'application de la théorie donnés sous une forme graphique plus objective.

3° La généralisation de la théorie qui permet de la rendre applicable aux éléments armés d'aciers durs ou mi-durs ne présentant pas de palier de ductilité, ainsi que des indications sur les expériences complémentaires, analogues aux nôtres, entreprises par les Laboratoires du Bâtiment et des Travaux Publics pour l'étude des poutres armées d'aciers torsadés américains appelés aciers *Webrib*.

2. NOUVELLE ÉTUDE DU DIAGRAMME DE COMPRESSION DU BÉTON

Nous conservons les notations précédentes.

Le diagramme des contraintes du béton comprimé en fonction des raccourcissements, qui sert de point de départ à la théorie précédemment exposée est représenté sur la figure 5. (circulaire n° 61). Les résultats obtenus montrent qu'il permet d'interpréter d'une façon satisfaisante l'ensemble des faits expérimentaux. Il en est un cependant qui s'explique difficilement en admettant cette forme de diagramme, caractérisée par un segment terminal AB d'ordonnée constante : c'est l'espèce d'équilibre indifférent que l'on observe au voisinage de la rupture dans la plupart des cas et qui est particulièrement net sur les figures 12, 14 et 18 de la même circulaire. Si au cours de l'essai l'on a eu la chance d'appliquer une charge ultime, correspondant très exactement à la charge de rupture, on voit la déformation progresser sous charge constante d'une manière très accusée, et la rupture n'arriver qu'au bout d'un intervalle de temps variant de quelques minutes à une demi-heure, pendant lequel la déformation peut aller jusqu'à doubler et même plus loin.

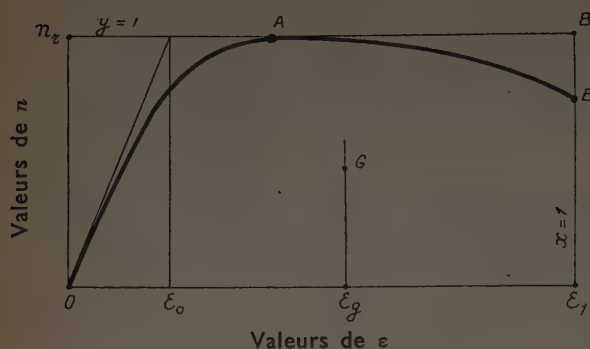
Or avec le diagramme de la figure 5, le moment résistant de la poutre, considéré comme fonction du raccourcissement ϵ de la fibre extrême est une fonction constamment croissante, par conséquent le parcours AB de la courbe ne devrait s'observer que sous charge également croissante, autrement dit le raccourcissement ultime devrait être plus limité et la rupture plus brutale.

Nous avons donc été conduits à approfondir davantage la question, de manière à serrer de plus près la réalité. Le diagramme lui-même n'est pas directement observable. Ce

que nous donne l'expérience, ce sont les diagrammes des raccourcissements ϵ (ou des flèches) en fonction des charges c'est-à-dire en fonction des moments de flexion appliqués. Comment passer de ces derniers au premier? Nous savons déjà qu'en choisissant les échelles de manière à superposer les rectangles circonscrits à ces différents diagrammes, la courbe contraintes/raccourcissements doit au début de son parcours se situer au-dessus de la courbe moments/raccourcissements et atteindre plus tôt son sommet A. Cela résulte du fait que le diagramme ϵ/n n'est pas rectiligne mais présente une convexité vers les ordonnées positives, et c'est un fait dont l'ancienne définition tenait compte. Voici, par exemple, en ordre de grandeur approximatif, une échelle des contraintes de compression maximum du béton, comparée à l'échelle correspondante des moments appliqués, les moments et contraintes de rupture étant pris pour unité.

Moments	0,50	0,60	0,70	0,80	0,90	1
Contraintes	0,56	0,70	0,84	0,93	0,98	1

D'autre part les remarques que nous venons de faire sur l'équilibre quasi-indifférent observé au voisinage de la rupture nous suggèrent l'idée que la partie horizontale AB du diagramme ϵ/n doit être remplacée par une partie plongeante AB' (fig. 1). Nous verrons en-effet que dans ce cas et avec une définition convenable du tracé, le moment de flexion résistant, considéré comme fonction du raccourcissement ϵ , présente un maximum pour une certaine valeur ϵ_1 qu'il suffira d'identifier à la valeur expérimentalement observée.


 FIG. 1. — Diagramme n/ε .

Généralisation des formules de flexion.

Nous reprendrons d'abord les calculs précédents dans l'hypothèse d'une courbe ε/n dont la forme peut être quelconque sous réserve de satisfaire aux conditions suivantes :

- 1° Sa tangente au départ est fixée par la valeur de E_0 ;
- 2° Elle atteint un maximum fixé n_r (1) en un point A dont l'abscisse est quelconque entre zéro et ε_1 ;
- 3° Son abscisse limite a une valeur fixée ε_1 pour laquelle l'ordonnée peut être égale ou inférieure à l'ordonnée maximum n_r . L'extrémité de la courbe est le point B' qui peut être au-dessous du point B.

Dans ces conditions les calculs du paragraphe 8 (circulaire n° 61) se généralisent très simplement.

Au point de vue qui nous intéresse ici, concernant l'épure de flexion simple, le diagramme ainsi défini est caractérisé par deux paramètres qui sont le coefficient de remplissage ψ et le coefficient de centre de gravité δ . Si S est l'aire OAB' ε_1 limitée par la courbe, et ε_g l'abscisse de son centre de gravité, nous définirons ψ et δ par les formules :

$$(1) \quad \psi = \frac{S}{n_r \varepsilon_1}, \quad \delta = \frac{\varepsilon_1 - \varepsilon_g}{\varepsilon_1}.$$

Dans ces conditions, on voit que les calculs du paragraphe 8 restent valables si l'on y remplace $1 - \alpha$ par ψ et $\frac{\varepsilon_g}{\varepsilon_1}$ par $1 - \delta$, ce qui revient à poser pour valeur du coefficient β qui intervient dans la formule (18) donnant le moment réduit μ :

$$(2) \quad \beta = \frac{\delta}{\psi(1 + \lambda)}.$$

Avec le diagramme admis dans la circulaire n° 61 par exemple, on avait :

$$\psi = 1 - \alpha$$

$$\delta = 1 - \frac{\varepsilon_g}{\varepsilon_1} = \frac{1}{2}(1 - \alpha) + \frac{\alpha^2}{4(1 - \alpha)}$$

(1) Nous appelons ici n_r ce que nous appelions précédemment n . C'est la contrainte maximum du béton en flexion. n reste la contrainte du béton sur une fibre comprimée quelconque.

et l'on vérifie que

$$\frac{\delta}{\psi} = \frac{1}{2} + \frac{1}{4} \left(\frac{\alpha}{1 - \alpha} \right)^2$$

ce qui permet de retrouver la formule (19).

Ainsi, dans le cas d'un diagramme de forme quelconque le moment réduit est donné par la formule tirée de (18) qui devient l'expression plus générale

$$(3) \quad \mu = \zeta \frac{n'}{n_e} \left(1 - \frac{\delta}{\psi(1 + \lambda)} \zeta \frac{n'}{n_e} \right),$$

et le problème revient à déterminer la fraction $\frac{\delta}{\psi}$ qui dépend que de la forme du diagramme ε/n envisagé.

La position de la fibre neutre sera donnée par la formule (13) qui s'écrit

$$(4) \quad \xi = \frac{\omega' \frac{n'}{n_e}}{(1 + \lambda) \psi \frac{n'}{n_e}}.$$

La valeur de ξ_{cr} donnée par (20) et (21) n'est pas changée. Celle du pourcentage critique (22) devient

$$(5) \quad \omega_{cr} = \frac{(1 + \lambda) \psi \cdot \frac{n_0}{n_e}}{\gamma \cdot \frac{n_e}{n_e}},$$

et la contrainte de l'acier tendu, lorsqu'elle est inférieure à n'_e résulte de (25) qui s'écrit maintenant

$$(6) \quad n' = \frac{\varepsilon_1 E_a}{2} \left(\sqrt{1 + \frac{4n'_e(1 + \lambda)\psi}{\zeta \varepsilon_1 E_a}} - 1 \right).$$

On voit aisément sur cette formule, où ζ a pour valeur $\omega' \frac{n'}{n_0}$ d'après (15) que, si le pourcentage ω' augmente indéfiniment le produit $n' \omega'$ reste fini et tend vers $n_0(1 + \lambda)\psi$ de sorte que la valeur asymptotique de μ s'écrit, à la place de (26)

$$(7) \quad \mu_{\infty} = (1 + \lambda)(1 - \delta)\psi.$$

Le diagramme ζ/μ de la figure 6 subsiste naturellement avec la valeur de β donnée ci-dessus. Ainsi tout sera connu, comme précédemment quand on aura déterminé les nouvelles valeurs des coefficients ψ et δ , résultant eux-mêmes de diagrammes ε/n à choisir.

Définition du diagramme de compression du béton.

C'est de ce choix que nous allons nous occuper maintenant. Nous avons cherché à obtenir une définition analytique de la fonction $n(\varepsilon)$ donnant la meilleure interprétation possible des faits expérimentaux y compris le pseudo-équilibre indifférent au voisinage de la rupture.

En procédant par retouches successives nous nous

sommes arrêtés finalement à la définition suivante qui sera justifiée *a posteriori* par ses conséquences comme nous le verrons.

$$(8) \quad \begin{cases} \frac{n}{n_r} = \frac{\varepsilon}{2\varepsilon_0} + \frac{1}{\pi} \sin \frac{\pi \varepsilon}{2\varepsilon_0} & \text{pour } \varepsilon < 2\varepsilon_0 \\ \frac{n}{n_r} = 1 - 0,2 \left(\frac{\varepsilon - 2\varepsilon_0}{\varepsilon_1 - \varepsilon_0} \right)^3 & \text{pour } \varepsilon > 2\varepsilon_0. \end{cases}$$

Dans ces formules ε_0 reste défini comme précédemment c'est-à-dire qu'on a toujours

$$(9) \quad \varepsilon_0 = \frac{n_r}{E_0} = \frac{n_0(1+\lambda)}{k\sqrt{n_0}} = \frac{(1+\lambda)\sqrt{n_0}}{k}$$

Nous appellerons *coefficient de plastification* f le rapport

$$(10) \quad f = \frac{\varepsilon_0}{\varepsilon_1} = \frac{(1+\lambda)\sqrt{n_0}}{k\varepsilon_1}$$

et nous simplifierons l'écriture en posant

$$(11) \quad \frac{n}{n_r} = y, \quad \frac{\varepsilon}{\varepsilon_1} = x,$$

moynnant quoi les formules (8) ci-dessus deviendront

$$(12) \quad \begin{cases} y = \frac{x}{2f} + \frac{1}{\pi} \sin \frac{\pi x}{2f} & \text{pour } x < 2f \\ y = 1 - 0,2 \left(\frac{x - 2f}{1 - f} \right)^3 & \text{pour } x > 2f. \end{cases}$$

Les coordonnées x et y varieront alors chacune de 0 à 1 et d'autre part il y aura compatibilité parce que f reste inférieur à 1/2 tant que

$$\sqrt{n_0} < \frac{k\varepsilon_1}{2(1+\lambda)}$$

ce qui donne, avec $k = 19\,000 \text{ (kg}^{1/2} \cdot \text{cm}^{-1})$ et $\varepsilon_1 = 3,6/1\,000$

$$n_0 < \frac{1\,170}{(1+\lambda)^2} \text{ kg/cm}^2;$$

Le coefficient λ étant nul ou négatif voisin de zéro, les formules restent applicables pour des résistances sur cubes comprises entre 0 et 1 170 kg/cm² ce qui est très supérieur au besoin.

A titre d'exemple la figure 2 représente la courbe $n(\varepsilon)$ pour un coefficient de plastification $f = 0,25$ qui correspond à $\left(\frac{k_0}{k}\right)^2 n_0(1+\lambda)^3 = 292 \text{ kg/cm}^2$.

Dans cette dernière égalité, le terme $\left(\frac{k_0}{k}\right)^2$ sert à rappeler que l'expression correspondante dépend de k et varierait si l'on venait à modifier la valeur de k . Le coefficient k_0 est un nombre fixe égal à la valeur actuellement attribuée à k soit 19 000. Les facteurs affectant n_0 sont égaux à l'unité tant que $k = 19\,000$ et $\lambda = 0$.

Pour les différentes valeurs de la résistance sur cubes n_0 , l'ordonnée terminale de la courbe (point B') comporte par

rapport à l'ordonnée maximum n_r , une réduction variable et d'autant plus faible que le béton est plus résistant, ce qui est naturel la plastification étant plus accusée pour les bétons plus mous. Cette réduction a été calculée dans le tableau ci-dessous, où les contraintes sont mesurées en kilogrammes par centimètre carré (même remarque que ci-dessus en ce qui concerne la présence du terme $\left(\frac{k_0}{k}\right)^2$:

$\left(\frac{k_0}{k}\right)^2 n_0(1+\lambda)^3 = \left(\frac{k_0}{k}\right)^2 n_r(1+\lambda)$	100	200	300	400	500
$\frac{n_r - n}{n_r}$ pour $\varepsilon = \varepsilon_1$:	11,5 %	8,1 %	5,8 %	4 %	2,6 %

On aperçoit immédiatement un premier avantage de cette nouvelle définition de la courbe $n(\varepsilon)$ par rapport à l'ancienne : la courbe OA pouvant être considérée comme une demi-période de sinuséide en axes obliques à une courbure nulle à l'origine O ce qui est physiquement satisfaisant et à l'extrémité A correspondant au maximum, ce qui est normal. De plus la courbe AB' est une parabole cubique d'origine A où elle présente également une courbure nulle, de sorte que la continuité du diagramme est assurée jusqu'aux dérivées secondes au sommet A qui représente le point de séparation entre les deux définitions analytiques de la courbe. Quant au sommet A, il reste fixé au point d'abscisse $\varepsilon = 2\varepsilon_0$ comme dans la définition précédente.

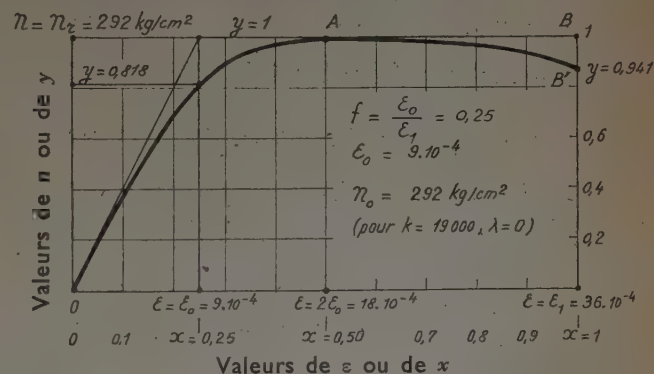


FIG. 2. — Diagramme n/ε pour $f = 0,25$.

Calcul numérique des coefficients.

Nous allons maintenant comparer numériquement les nouveaux résultats aux anciens et étudier la loi de variation du moment résistant pour vérifier qu'elle correspond d'une façon très satisfaisante aux faits observés.

Les coefficients ψ et δ ont pour expression

$$(13) \quad \psi = \int_0^1 y dx,$$

$$(14) \quad \delta = 1 - \frac{1}{\psi} \int_0^1 xy dx,$$

et l'on trouve en effectuant les intégrations

$$(15) \int_0^1 y dx = 1 - \left(1 - \frac{4}{\pi^2}\right) f - \frac{1}{20} \left(\frac{1-2f}{1-f}\right)^3 (1-2f),$$

$$(16) \int_0^1 xy dx = \frac{1}{2} - \left(\frac{2}{3} - \frac{4}{\pi^2}\right) f^2 - \frac{1}{50} \left(\frac{1-2f}{1-f}\right)^3 (1-2f)(2+f).$$

Les valeurs de f étant liées à celles de n_0 par la formule (10) ci-dessus, on a pu effectuer les calculs numériques et les rapporter aux valeurs de $\left(\frac{k_0}{k}\right)^2 n_0(1+\lambda)^2$. Le tableau ci-dessous donne les résultats. On y a ajouté à titre de comparaison les anciennes valeurs tirées de la précédente circulaire; les contraintes sont indiquées en kilogrammes par centimètre carré, les lignes marquées A donnent les anciennes valeurs, les lignes marquées N les nouvelles. Les valeurs de $2\varepsilon_0$ donnent l'abscisse du sommet A (fig. 1 et 2).

$\left(\frac{k_0}{k}\right)^2 n_0(1+\lambda)^2 =$	100	200	300	400	500
$f = \frac{\varepsilon_0}{\varepsilon_1} \dots \dots \dots =$	0,144	0,206	0,253	0,292	0,326
$2\varepsilon_0 \times 10^3 \dots \dots \dots =$	1,036	1,480	1,840	2,100	2,345
ψ { A....	0,897	0,862	0,831	0,805	0,771
N....	0,890	0,860	0,844	0,820	0,802
δ { A....	0,452	0,436	0,425	0,415	0,401
N....	0,465	0,445	0,431	0,423	0,415
$\beta(1+\lambda) = \frac{\delta}{\psi}$ { A....	0,503	0,506	0,510	0,515	0,519
N....	0,521	0,516	0,515	0,515	0,516
$\frac{\mu_{\infty}}{1+\lambda}$ { A....	0,492	0,486	0,479	0,472	0,464
N....	0,479	0,480	0,477	0,474	0,470

On peut constater que les écarts maxima par rapport aux anciennes valeurs n'atteignent pas 4 % et qu'ils sont en moyenne beaucoup plus faibles. Leur répercussion sur le moment réduit μ sont encore moins sensibles parce qu'ils ne portent que partiellement sur les différents facteurs de la formule. En définitive et à l'approximation obtenue dans nos expériences il semble superflu de rectifier les valeurs numériques correspondant aux tableaux et abaques de notre précédente circulaire, ce qui ne présenterait au surplus aucune difficulté.

Il n'y a pas lieu non plus de corriger la valeur du coefficient λ qui peut rester égale à zéro comme nous avons trouvé expérimentalement qu'elle devait l'être.

Conséquences pour la loi de variation du moment en fonction de la déformation.

Ainsi, un premier point est acquis : le bon accord avec l'expérience qui avait été constatée dans la théorie primitive se trouve sauvegardé. Il nous reste à voir comment s'expliquent les phénomènes constatés au voisinage de la rupture.

Pour cela, au lieu de considérer le moment μ comme défini par une valeur fixe ε_1 donnée au raccourcissement

de la fibre extrême du béton, examinons comment il varie en fonction du raccourcissement ε pris comme un paramètre variant depuis zéro jusqu'à une valeur quelconque.

Les formules établies pour μ et n' resteront valables à condition d'y remplacer ε_1 par ε , ψ par ψ_x et δ par δ_x , ψ_x et δ_x étant définis par les formules

$$(17) \quad \psi_x = \frac{1}{x} \int_0^x y dx$$

$$(18) \quad \delta_x = 1 - \frac{1}{\psi_x} \frac{1}{x^2} \int_0^x xy dx$$

qui pour $x = 1$ redonnent bien

$$\psi_1 = \psi, \quad \delta_1 = \delta.$$

On aura alors, pour $x = \frac{\varepsilon}{\varepsilon_1}$ supposé quelconque,

$$(19) \quad \mu_\varepsilon = \zeta \frac{n'}{n'_0} \left(1 - \frac{\delta_x}{\psi_x(1+\lambda)} \zeta \frac{n'}{n'_0}\right),$$

n' étant donné par la formule (6) où l'on a remplacé ε_1 par ε et ψ par ψ_x .

Il est facile de voir que dans l'ancienne théorie le rapport $\frac{\delta_x}{\psi_x}$ était une fonction de ε constamment décroissante à mesure que ε augmente. Par exemple, pour $\varepsilon > 2\varepsilon_0$ on avait

$$\frac{\delta_x}{\psi_x} = \frac{1}{2} + \frac{1}{4} \left(\frac{\alpha_x}{1-\alpha_x}\right)^2 \quad \text{avec} \quad \alpha_x = \frac{2}{3} \frac{\varepsilon_0}{\varepsilon}$$

ce qui donne

$$\frac{\alpha_x}{1-\alpha_x} = \frac{2\varepsilon_0}{3\varepsilon - 2\varepsilon_0}$$

valeur qui décroît en effet quand ε croît. On verrait qu'il en est de même pour $0 < \varepsilon < 2\varepsilon_0$.

Dans ces conditions le moment μ_ε dans l'ancien diagramme est une fonction constamment croissante quand ε croît de 0 à ε_1 et au delà. Cela est évident à partir du moment où n' après avoir atteint n'_0 devient constant. Une discussion plus approfondie sur les valeurs de n' montre qu'il en est encore ainsi, et même d'une façon plus accusée, dans le cas où ε atteint la valeur ε_1 avant que n' n'atteigne sa limite n'_0 . Par conséquent il ne devrait pas y avoir d'équilibre quasi-indifférent au voisinage de la rupture et les faits constatés ne sont pas expliqués.

Au contraire, avec le nouveau diagramme admis pour la fonction $n(\varepsilon)$ nous allons voir que la fonction $\frac{\delta_x}{\psi_x}$ passe effectivement par un minimum quand on fait croître x c'est-à-dire ε , et que cette circonstance entraîne pour le moment μ_ε l'existence d'un maximum qui se produit effectivement au voisinage de la valeur $\varepsilon = \varepsilon_1$, ce qui explique d'une façon toute naturelle les résultats d'expérience.

On trouve en effet pour $x > 2f$, c'est-à-dire $\varepsilon > 2\varepsilon_0$

$$(20) \quad \frac{1}{x} \int_0^x y dx = 1 - \left(1 - \frac{4}{\pi^2}\right) \frac{f}{x} - \frac{1}{20} \left(\frac{x-2f}{1-f}\right)^3 \left(1 - 2\frac{f}{x}\right)$$

et

$$(21) \quad \frac{1}{x^2} \int_0^x xy dx = \frac{1}{2} - \left(\frac{2}{3} - \frac{4}{\pi^2} \right) \left(\frac{f}{x} \right)^2 - \frac{1}{50} \left(\frac{x-2f}{1-f} \right)^3 \left(1 - 2 \frac{f}{x} \right) \left(2 + \frac{f}{x} \right)$$

 expressions qui permettent de calculer ψ_x , δ_x

 et $\frac{\delta_x}{\psi_x}$.

On a pour les mêmes intégrales définies des expressions analogues plus simples pour $0 < x < 2f$, que nous n'écrivons pas parce que le domaine le plus intéressant se trouve au delà du point $x = 2f$. Pour $x = 0$ les valeurs $\psi_x = 0$, $\delta_x = \frac{1}{3}$ sont d'ailleurs connues

a priori. Le rapport $\frac{\delta_x}{\psi_x}$ se trouve donc infini

mais le quotient $\frac{n'}{\psi_x}$ reste fini et on en trouve aisément la vraie valeur, de sorte que les courbes des moments se construisent par continuité sans difficultés.

A titre d'exemple la figure 3 donne les valeurs des fonctions ψ_x et $\frac{\delta_x}{\psi_x}$ en fonction de x ou de ε , pour les valeurs

$f = 0,20$ correspondant à

$$\left(\frac{k_0}{k} \right)^2 n_0 (1 + \lambda)^2 = 187 \text{ kg/cm}^2$$

et

$f = 0,30$ correspondant à

$$\left(\frac{k_0}{k} \right)^2 n_0 (1 + \lambda)^2 = 421 \text{ kg/cm}^2.$$

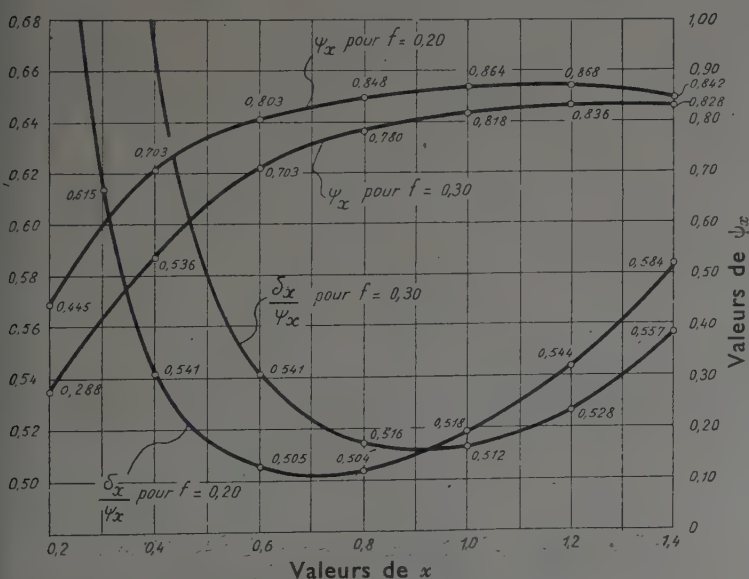


FIG. 3. — Valeurs de ψ_x et de $\frac{\delta_x}{\psi_x}$ en fonction de x et de f .

On y constate l'existence effective d'un minimum pour $\frac{\delta_x}{\psi_x}$ dont l'abscisse est voisine du point $x = 0,7$ ou $\varepsilon = 25,2 \times 10^{-4}$ pour $f = 0,20$, et voisin du point $x = 0,95$ ou $\varepsilon = 34,2 \times 10^{-4}$ pour $f = 0,30$.

A titre d'exemple également, nous avons, en partant des

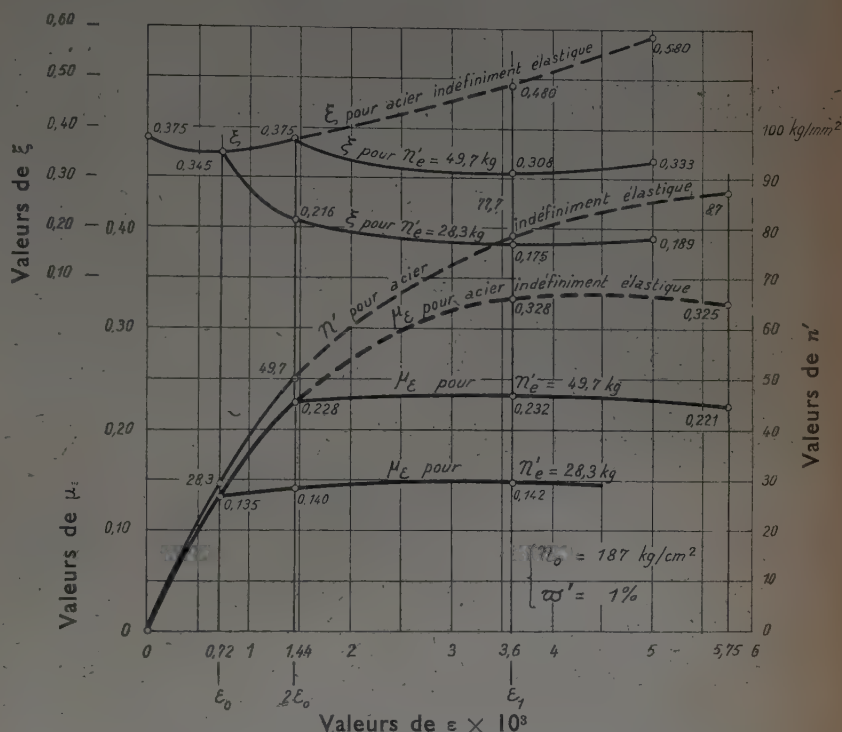


FIG. 4. — Variation de μ et de ξ en fonction de ε .

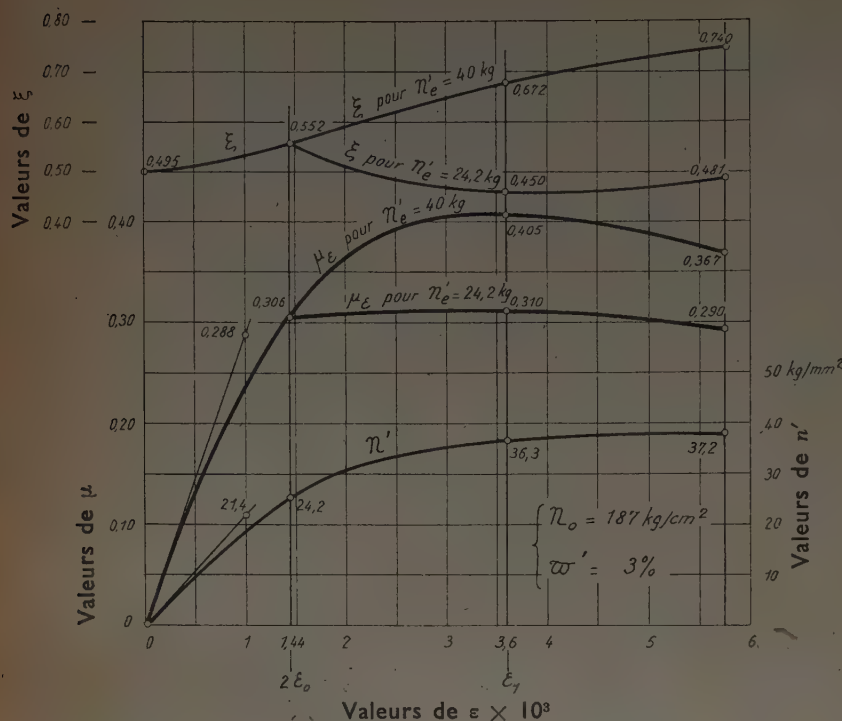
résultats ci-dessus, tracé sur les figures 4 et 5 les lois de variation de n' et de μ en fonction de ε pour le cas d'un béton ayant un coefficient de plastification $f = 0,20$ correspondant à $n_0 = 187 \text{ kg/cm}^2$, le coefficient λ étant pris égal à zéro.

Nous avons envisagé les différents cas suivants :

$\omega' = 1 \%$	$n'_e = 49,7 \text{ kg/mm}^2$
$\omega' = 1 \%$	$n'_e = 28,3 \text{ kg/mm}^2$
$\omega' = 3 \%$	$n'_e = 40 \text{ kg/mm}^2$
$\omega' = 3 \%$	$n'_e = 24,2 \text{ kg/mm}^2$

On constate chaque fois l'existence d'un maximum pour le moment μ , qui se trouve réalisé pour un raccourcissement ε voisin du raccourcissement $\varepsilon_1 = 36/10\ 000$ admis comme base des calculs pour valeur du raccourcissement limite.

Il ne conviendrait pas d'accorder à ces divers résultats une valeur et une importance absolues. Nous ne devons pas nous dissimuler que nous avons encore fortement schématisé et simplifié un phénomène extrêmement complexe. Cependant l'allure générale présentée par ces résultats, déduits d'hypothèses suggérées par l'expérience, montre que la présente théorie est susceptible


 FIG. 5. — Variation de μ et de ξ en fonction de ε .

d'expliquer d'une façon rationnelle un ensemble de faits importants et divers.

Nous avons ajouté sur les figures 4 et 5 les diagrammes représentant les variations de position de la fibre neutre quand on applique à une poutre en béton armé un moment de flexion croissant progressivement jusqu'à rupture.

Ces courbes ont été calculées par la formule généralisant (4) :

$$(22) \quad \xi_x = \frac{\omega'}{n_0 (1 + \lambda)} \cdot \frac{n'}{\psi_x},$$

en faisant $\lambda = 0$. On voit que ξ_x varie en fonction de la charge comme le quotient n'/ψ_x . À l'origine, ξ est déterminé par la vraie valeur de ce quotient qui se présente sous forme indéterminée $\frac{0}{0}$. La vraie valeur se déduit facilement

de la formule (6) où l'on a remplacé ε_1 par ε et ψ par ψ_x . C'est d'ailleurs celle qui correspondrait au problème élastique classique. Si le phénomène restait élastique la position de la fibre neutre resterait constante et la courbe représentative serait une horizontale. Ici, on voit qu'en raison de la plastification progressive la position de la fibre neutre varie. Elle peut suivant les cas se rapprocher ou s'éloigner de la face libre du béton, cela dépend d'une façon compliquée du rapport des valeurs en présence et ces résultats sont en gros, conformes à ceux que nous avons pu observer au cours de nos expériences.

La forme des diagrammes obtenus pour représenter la progression du moment μ , en fonction du raccourcissement ε , laisse entrevoir que le raccourcissement ultime ε_1 ,

observable avant rupture, doit dépendre dans une large mesure des conditions de l'expérience et notamment de la rapidité avec laquelle on fait progresser la charge appliquée dans la phase ultime. C'est bien ce que nous avons constaté puisque le moindre excès dans le dernier quantum de charge provoquait toujours une rupture plus brutale sous un raccourcissement plus faible. Et cela explique aussi la dispersion considérable qui existe dans les valeurs indiquées par les différents auteurs pour le raccourcissement limite observable (2 à $8 \cdot 10^{-3}$). Il est même à présumer qu'avec un dispositif d'essai spécial dans lequel serait associé en série avec la poutre un système élastique convenable, on pourrait dépasser le point de moment maximum et observer effectivement des raccourcissements sensiblement supérieurs aux $3,6 \times 10^{-3}$ que nous avons obtenus. Il suffirait sans doute pour arriver à ce résultat que le système élastique adjoint fût tel que la charge totale d'équilibre augmentât constamment avec la déformation. Par exemple, si le diagramme d'équilibre du système S seul était représenté par la courbe 1 sur la figure 6 et le diagramme d'équilibre pour l'ensemble « S + poutre » par la courbe 2, la part de charge afférente à la poutre seule correspondrait à la différence d'ordonnée des deux courbes et pourrait passer par un maximum alors que la charge appliquée serait constamment croissante. Dans ces conditions le

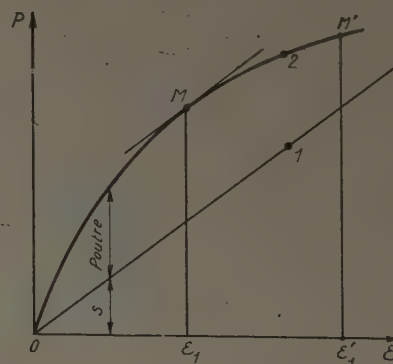


FIG. 6. — Association d'une poutre et d'un système élastique S.

point M correspondant au moment maximum dans la poutre pourrait vraisemblablement être dépassé, la rupture de celle-ci ne survenant qu'au point M' pour un moment plus faible avec un raccourcissement plus

fort $\varepsilon'_1 > \varepsilon_1$. La figure 7 indique le schéma possible d'un tel dispositif où le système adjoint serait constitué par des ressorts S suffisamment puissants et pouvant servir de dynamomètres.

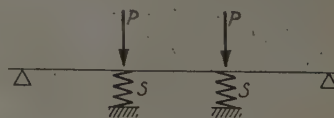
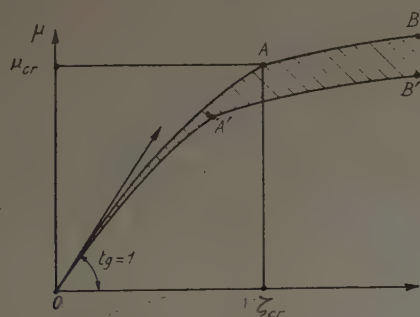


FIG. 7. — Association d'une poutre et d'un système élastique S.

3. RÉSUMÉ OBJECTIF DE QUELQUES RÉSULTATS

Parvenu en ce point de cette étude, il est utile de résumer objectivement quelques résultats en s'appuyant sur des exemples numériques. Nous le ferons ci-après dans l'hypothèse $\lambda = 0$ justifiée par ce qui vient d'être exposé. La résistance du béton et celle de l'acier étant connues, le moment réduit μ est donné en fonction du pourcentage réduit ζ par une courbe telle que OAB (fig. 8). La branche OA correspond à la rupture par insuffisance de l'acier, la branche AB à la rupture par insuffisance du béton. Le point A donne le pourcentage critique, en deçà duquel il est inutile de mettre des armatures de compression puisque dans l'intervalle OA le béton comprimé est surabondant relativement à l'acier tendu (on ne gagnerait qu'une légère augmentation du bras de levier). Il est d'autre part inutile, de forcer le pourcentage d'acier tendu au delà du taux correspondant au point A, car la croissance de μ sur AB est lente et le rendement serait faible. On pourrait, à la vérité relever la pente de la branche AB en mettant des aciers comprimés, mais le moment unitaire $K = \frac{M}{bh_1^2}$ est déjà si important au point A (circulaire n° 61, tableau III, p. 16) qu'il faudrait des circonstances bien exceptionnelles pour justifier ce procédé peu économique qui conduit à des systèmes généralement trop déformables.

FIG. 8. — Disposition des diagrammes μ/ζ .

Le pourcentage critique est donné par la formule résultant de (5) :

$$(23) \quad \omega'_{cr} = \frac{\psi}{\gamma} \frac{n_0}{n_e}$$

on le calcule en prenant dans les tableaux les valeurs des coefficients ψ et γ , ou on le lit simplement sur l'abaque de la figure 7 (circulaire 61), valable pour n_0 variant de 100 à 500 kg/cm² et n_e de 20 à 60 kg/mm².

En voici quelques valeurs à titre d'indication.

$\frac{n_e}{n_0}$	200	300	400
2 000	6,82 %	9,84 %	
3 000	4,11 %	5,93 %	7,69 %
4 000	2,82 %	4,09 %	5,27 %

Lorsque n_0 et n_e parcourent un certain champ de variation, tous les points représentatifs du moment μ sont compris entre deux courbes extrêmes telles que OAB et OA'B'. Les branches supérieures OA et AB correspondent aux bétons ou aux aciers les moins résistants, les branches inférieures OA' et A'B' aux bétons ou aux aciers les plus résistants. Les deux branches extrêmes OA et OA' sont très voisines l'une de l'autre, les deux branches AB et A'B' sont sensiblement plus écartées.

Pour $\omega' < \omega'_{cr}$ la relation donnant le moment μ est

$$(24) \quad \mu = \zeta \left(1 - \frac{\delta}{\psi} \zeta \right);$$

les valeurs du coefficient $\frac{\delta}{\psi} = \beta$ ont été données ci-dessus en fonction de n_0 . Elles varient extrêmement peu en fonction de n_0 , de sorte qu'il suffira pratiquement, dans le champ de variation de n_0 allant de 100 à 500 kg/cm², d'admettre la valeur uniforme limite supérieure

$$(25) \quad \beta = \frac{\delta}{\psi} = 0,52.$$

Pour $\omega' > \omega'_{cr}$, il faut dans la formule précédente affecter ζ du facteur de correction $\frac{n'}{n_e}$ dont la valeur est donnée par la formule (6). On peut se dispenser de ce calcul en utilisant les abaques donnés dans la circulaire n° 61, page 17, qui font connaître μ en fonction de n'_e et de ω' pour différentes valeurs de n_0 .

Le graphique de la figure 9 donne le détail des résultats numériques concernant le cas particulier d'une poutre en béton armé dans laquelle on aurait :

$$n_0 = 300 \text{ kg/cm}^2, \quad n_e = 30 \text{ kg/mm}^2.$$

On a porté en abscisse le pourcentage d'acier tendu ω' et en ordonnée le moment unitaire $K = \frac{M}{bh_1^2}$. La courbe OAB détermine le moment de rupture pour les différents pourcentages ω' , le pourcentage d'acier comprimé ω étant nul. Le point A correspond à la valeur critique $\omega'_{cr} = 5,93 \%$.

Pour faire la comparaison avec les résultats du calcul classique, on prend pour base les Règles B. A. 45 du M. R. U. (1) avec $m = 15$. La courbe OCD donne le moment classique admissible sans acier comprimé. La courbe OCE donne le moment classique admissible avec acier comprimé. On l'arrête au point E où l'acier comprimé nécessaire devient plus fort que l'acier tendu. Le point C correspond au pourcentage critique classique $\omega' = 1,09 \%$. Au point F, pour $\omega' = 2 \%$ il faut $\omega = 1,51 \%$. Au point E, pour $\omega' = 3 \%$ il faut $\omega = 3,18 \%$.

Résistance du béton : $n_0 = 300 \text{ kg/cm}^2$
 Limite d'écoulement de l'acier : $n_e = 30 \text{ kg/mm}^2$

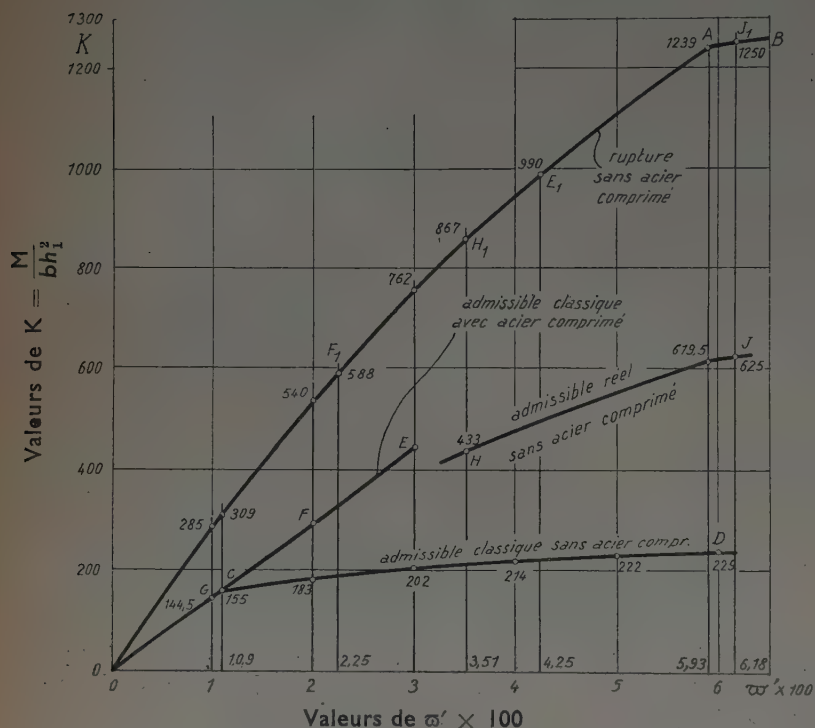


FIG. 9. — Valeurs de $K = \frac{M}{bh_1^2}$ en fonction de $\omega' = \frac{\omega}{bh_1}$.

1^o Un premier résultat à noter concerne le coefficient de sécurité réel σ offert par les calculs classiques : à la vérité le moment de rupture avec acier comprimé n'est pas connu, puisque nos poutres d'épreuve n'en comportaient pas, mais tant que $\omega' < \omega'_{cr} = 5,93 \%$ le bénéfice de l'acier comprimé ne réside que dans l'augmentation du bras de levier qui est faible, donc la sécurité n'est que peu augmentée par rapport à celle qui résulterait de la comparaison avec le moment de rupture sans acier comprimé que nous noterons σ' . Nous avons donc en lisant le graphique :

en G.	$\omega' = 1 \%$ $\omega = 0$	$\sigma = \frac{285}{144,5} = 1,97$
en C.	$\omega' = 1,09 \%$ $\omega = 0$	$\sigma = \frac{309}{155} = 1,99$
en F.	$\omega' = 2 \%$ $\omega = 1,51 \%$	$\sigma' = \frac{540}{294} = 1,84, \sigma(\text{réel}) \sim 2$
en E.	$\omega' = 3 \%$ $\omega = 3,18 \%$	$\sigma' = \frac{762}{445} = 1,70, \sigma(\text{réel}) \sim 2$

Autrement dit, le coefficient de sécurité offert par les calculs classiques est voisin de 2 pour tous les pourcentages.

2^o Maintenant, si l'on applique la théorie élastoplastique en s'imposant un coefficient de sécurité de 2 vis-à-vis de la rupture, nous voyons que pour avoir le moment admissible $K = 294$ correspondant au point F il faut un moment de rupture $2K = 588$ correspondant au point F_1 , soit

$$\omega' = 2,25 \%, \text{ avec } \omega = 0$$

l'économie d'acier correspondante est de :

$$\frac{2 + 1,51 - 2,25}{3,51} = 36 \%$$

De même pour avoir le moment admissible $K = 445$ correspondant au point E, il faudra un moment de rupture $2K = 890$ correspondant au point E_1 , soit

$$\omega' = 4,25 \%, \text{ avec } \omega = 0$$

économie d'acier :

$$\frac{3 + 3,18 - 4,25}{6,18} = 31 \%$$

3^o Enfin il est important d'observer que si l'on met en traction les aciers que la théorie classique prévoit en compression pour les points F et E, il en résulte une majoration très importante du coefficient de sécurité, ou, à sécurité égale, la possibilité d'une majoration très importante du moment admissible.

Par exemple, au lieu du point F ($\omega' = 2 \%$, $\omega = 1,51 \%$) on obtient le point H ($\omega' = 3,51 \%$, $\omega = 0$) avec $K = 433,5$ correspondant à la moitié du moment de rupture $K = 867$ au point H_1 . La majoration correspondante de sécurité à moment égal ou de moment admissible à sécurité égale ressort à

$$\frac{433,5 - 294}{294} = 47,4 \%$$

De même au lieu du point E ($\omega' = 3 \%$, $\omega = 3,18 \%$) on obtient le point J ($\omega' = 6,18 \%$, $\omega = 0$) avec $K = 625$ correspondant à la moitié du moment de rupture $K = 1250$ au point J_1 . La majoration correspondante dans ce cas est pour les mêmes grandeurs

$$\frac{625 - 445}{445} = 40,4 \%$$

(1) Règles d'utilisation du béton armé applicables aux travaux dépendant du Ministère de la Reconstruction et de l'Urbanisme et aux travaux privés. Institut Technique du Bâtiment et des Travaux Publics, 28, boulevard Raspail, Paris-VII^e.

Résistance du béton : 500 kg/cm²
 Limite d'écoulement de l'acier : 30 kg/mm²

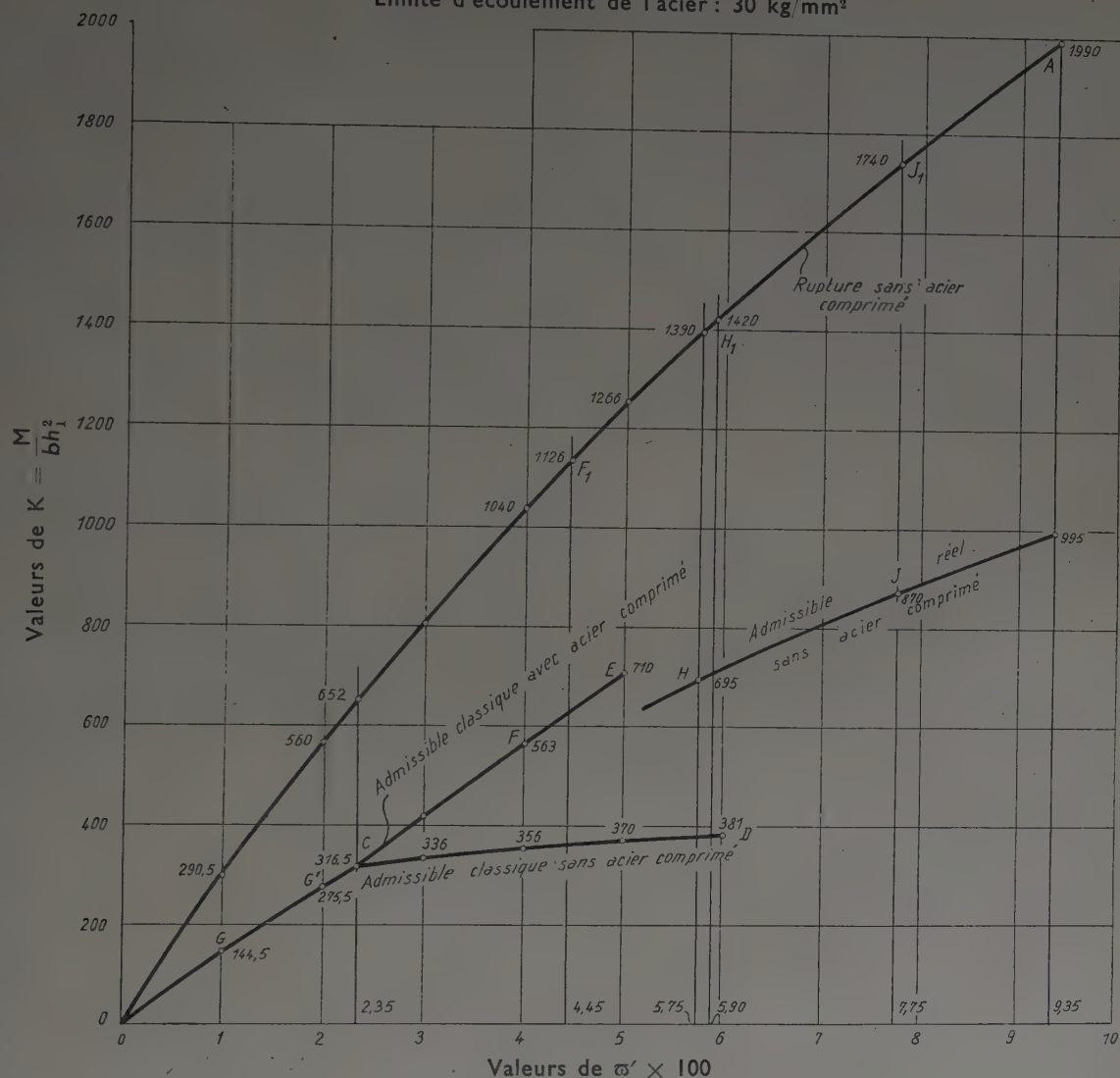


FIG. 10. — Valeurs de $K = \frac{M}{bh_1^2}$ en fonction de $\omega' = \frac{\omega}{bh_1}$.

Le graphique de la figure 10 permet de faire le même examen sur un nouvel exemple correspondant à

$$n_0 = 500 \text{ kg/cm}^2, \quad n'_e = 30 \text{ kg/mm}^2.$$

Le pourcentage critique réel $\omega_{cr} = 9,35 \%$ (point A); le pourcentage critique classique $\omega' = 2,35 \%$ (point C). A partir du point C il faut, d'après les calculs classiques prévoir des aciers comprimés :

au point F pour $\omega' = 4 \%$, il faut $\omega = 1,75 \%$

au point E pour $\omega' = 5 \%$, il faut $\omega = 2,75 \%$

On s'est limité au point E dans le tracé de la courbe; au delà, l'importance de l'armature devient prohibitive.

1° COEFFICIENT DE SÉCURITÉ OFFERT PAR LES CALCULS CLASSIQUES.

Il se calcule comme précédemment :

en G ...	$\left\{ \begin{array}{l} \omega' = 1 \quad \% \\ \omega = 0 \end{array} \right.$	$\sigma = \frac{290,5}{144,5} = 2,01$
en G' ...	$\left\{ \begin{array}{l} \omega' = 2 \quad \% \\ \omega = 0 \end{array} \right.$	$\sigma = \frac{560}{275,5} = 2,02$
en C ...	$\left\{ \begin{array}{l} \omega' = 2,35 \quad \% \\ \omega = 0 \end{array} \right.$	$\sigma = \frac{652}{316,5} = 2,05$
en F ...	$\left\{ \begin{array}{l} \omega' = 4 \quad \% \\ \omega = 1,75 \quad \% \end{array} \right.$	$\sigma' = \frac{1040}{563} = 1,85, \sigma(\text{réel}) \sim 2$
en E ...	$\left\{ \begin{array}{l} \omega' = 5 \quad \% \\ \omega = 2,75 \quad \% \end{array} \right.$	$\sigma' = \frac{1266}{710} = 1,79, \sigma(\text{réel}) \sim 2$

Nous arrivons à la même conclusion que dans le premier exemple : le coefficient de sécurité des calculs classiques est voisin de deux à tous les pourcentages.

2° APPLICATION DE LA THÉORIE ÉLASTO-PLASTIQUE.

Au point F, on a :

$$\begin{aligned} \text{d'où} \quad K &= 563, & 2K &= 1\,126 \\ \varpi' &= 4,45 \% & \text{avec} \quad \varpi &= 0, \end{aligned}$$

économie d'acier :

$$\frac{4 + 1,75 - 4,45}{5,75} = 22,6 \%$$

Au point E, on a :

$$\begin{aligned} \text{d'où} \quad K &= 710, & 2K &= 1\,420 \\ \varpi' &= 5,90 \% & \text{avec} \quad \varpi &= 0, \end{aligned}$$

économie d'acier :

$$\frac{5 + 2,75 - 5,90}{7,75} = 23,9 \%$$

3° BÉNÉFICE RÉSULTANT DE L'UTILISATION EN TRACTION DES ACIERS PRÉVUS EN COMPRESSION.

Au point F ($\varpi' = 4 \%$, $\varpi = 1,75 \%$) correspond le point H ($\varpi' = 5,75 \%$, $\varpi = 0$) avec $K = 695$ ($2K = 1\,390$ en H_1).

Bénéfice correspondant, soit en sécurité, soit en moment admissible :

$$\frac{695 - 563}{563} = 23,5 \%$$

Au point E ($\varpi' = 5 \%$, $\varpi = 2,75 \%$) correspond le point J ($\varpi' = 7,75 \%$, $\varpi = 0$) avec $K = 870$ ($2K = 1\,740$ en J_1).

Bénéfice correspondant, soit en sécurité, soit en moment admissible :

$$\frac{870 - 710}{710} = 22,5 \%$$

Ces deux exemples qui confirment les résultats indiqués dans la précédente circulaire montrent d'une façon plus objective, grâce aux graphiques, les relations intéressantes entre les divers phénomènes et le bénéfice important réalisable en utilisant la méthode de calcul élasto-plastique.

Nous ne reprendrons pas ici les conclusions générales qui ont été développées en détail dans le précédent mémoire.

Disons seulement que :

1° Dans les poutres fortement armées l'économie possible sur l'ensemble des armatures est de l'ordre de 30 % tout en conservant un coefficient de sécurité égal à 2 pour la sollicitation totale (charge permanente plus surcharge éventuelle).

2° En restant dans les limites du pourcentage critique on peut, en cas de besoin admettre un moment notablement supérieur à celui qui résulte de la théorie classique avec égalité d'aciers tendus et comprimés (de 20 à 40 %). On peut aller en chiffres ronds jusqu'à $M_{adm} = 400 bh_1^2$, si la résistance sur cubes est de 200 kg/cm² et $M_{adm} = 700 bh_1^2$ si cette résistance est de 400 kg/cm². Si l'on veut limiter le pourcentage à 2 % pour rester dans un domaine plus courant, on peut, sans aciers comprimés et avec sécurité égale à 2 vis-à-vis de la rupture, prévoir :

$$\begin{aligned} M_{adm} &= 210 bh_1^2 & \text{pour } n_0 &= 200 \text{ kg avec } n'_e = 24 \text{ kg,} \\ M_{adm} &= 269 bh_1^2 & \text{pour } n_0 &= 300 \text{ kg avec } n'_e = 30 \text{ kg.} \end{aligned}$$

4. FISSURATION

Nous ajouterons ici quelques indications complémentaires à celles qui ont été précédemment données.

Comme nous l'avons dit les fissures observées étaient de l'ordre de 4 à 8 × 10⁻² mm sous demi-charge de rupture.

En règle générale les fissures apparaissent avant la charge de service, mais l'instant d'apparition dépend essentiellement de la puissance de l'appareil d'observation. Notre appareil pouvait mesurer une fissure de 10 × 10⁻² mm et apprécier une fissure de 3 × 10⁻² mm. Les fissures apparaissaient pour un taux de travail de l'acier tendu de l'ordre de 8 à 10 kg/mm². En moyenne, les fissures observées, en fonction du taux de travail de l'acier tendu avaient l'importance suivante :

sous 10 kg/mm ²	≤ 4 × 10 ⁻² mm
sous 15 kg	≤ 6 × 10 ⁻² —
sous 25 kg	≤ 12 × 10 ⁻² —
sous 40 kg	≤ 20 × 10 ⁻² —

On peut comparer ces observations à celles de M. WÄSTLUND (Congrès de Liège 1948, Rapport préliminaire) qui ayant fait trois chargements successifs jusqu'aux trois quarts de la charge limite, a obtenu avec des barres de petit diamètre (≤ 12 mm) :

sous 10 kg	5 à 10 × 10 ⁻² mm
sous 15 kg	6 à 13 × 10 ⁻² —
sous 25 kg	9 à 22 × 10 ⁻² —

et des valeurs à peu près doubles avec des barres plus grosses (20 mm).

D'autre part, en ce qui concerne le danger de corrosion. HONIGMANN de Vienne (*Beton und Eisen*, 1935) indique d'après ses expériences, que les fissures jusqu'à 30×10^{-2} mm ne seraient pas dangereuses pour la corrosion.

GRAF (*Beton und Eisen*, 1935) indique de son côté le

chiffre limite de 25×10^{-2} mm et M. LOSSIER de 12 à 60×10^{-2} mm suivant que les ouvrages sont exposés ou non à des fumées ou vapeurs corrosives.

Il semble en conclusion qu'avec des bétons de qualité et des armatures de diamètre relativement faible et bien réparties on puisse accepter sans danger des taux de travail de l'acier de 25 kg/mm².

5. NOUVELLE MÉTHODE D'ÉCRASEMENT DES ÉPROUVETTES EN BÉTON

Les Laboratoires du Bâtiment et des Travaux Publics ont entrepris depuis quelque temps la mise au point d'une nouvelle méthode d'écrasement des éprouvettes en béton, destinée à réduire les dispersions importantes observées avec l'ancienne méthode (celle qui a servi pour nos expériences). Elle consiste à dresser les faces destinées à être mises en contact avec les plateaux de presse, en appliquant un enduit au mortier de soufre (soufre + argile + noir de fumée) qui durcit presque instantanément. On arrive ainsi à dresser les faces avec une précision de l'ordre du 1/100 de millimètre. Les résistances obtenues à la rupture par compression sont plus élevées, dans la proportion de 20 à 25 % et, ce qui est le principal objectif, les dispersions, définies comme nous l'avons fait dans le précédent mémoire, sont plus faibles et surtout plus constantes d'une série à l'autre.

Nos propres expériences ayant utilisé l'ancienne méthode d'écrasement des cubes, il faut avoir le moyen d'établir la correspondance entre les deux procédés. Si l'on appelle n_1 la résistance sur cubes (ou éventuellement sur des éprouvettes de forme différente, cylindrique par exemple) obtenue par la nouvelle méthode, elle est liée à la résistance sur cubes n_0 , ancienne méthode, par une relation de la forme

$$n_0 = \theta n_1$$

et le problème revient à connaître θ . Le nouveau procédé n'est pas encore suffisamment stabilisé et les statistiques suffisamment nombreuses pour que nous puissions attribuer actuellement une valeur fixe bien définie au coeffi-

cient θ . Il semble qu'il doive se situer entre 0,75 et 0,85. Lorsqu'il sera connu avec précision nos formules seront entièrement applicables en prenant pour base les résistances définies par le nouveau procédé.

On pourra opérer à cet effet de deux façons équivalentes.

1° On pourra introduire directement n_1 à la place de n_0 dans nos formules. Mais alors, il faudra admettre un coefficient λ qui ne sera plus nul, mais défini par la relation

$$(26) \quad 1 + \lambda = \theta.$$

En outre, il faudra corriger le coefficient k qui intervient dans la formule donnant le module d'élasticité, et le remplacer par k' défini par les égalités

$$E_0 = k \sqrt{n_0} = k' \sqrt{n_1}$$

d'où

$$(27) \quad k' = k \sqrt{\theta}.$$

Moyennant ces deux substitutions toutes les formules établies restent valables. Mais certains tableaux numériques et abaques seront à refaire avec les nouvelles valeurs de k et λ .

2° Pour éviter ce dernier inconvénient, il sera beaucoup plus rapide et plus simple de calculer immédiatement la quantité n_0 à partir de la valeur n_1 donnée par l'essai d'écrasement, au moyen de la formule $n_0 = \theta n_1$ et d'utiliser les anciennes formules, tableaux et abaques, sans modification avec la valeur n_0 ainsi obtenue.

6. EXPÉRIENCES COMPLÉMENTAIRES SUR POUTRES ARMÉES D'ACIERS TORSADÉS

Les Laboratoires du Bâtiment et des Travaux Publics viennent d'exécuter de novembre 1948 à juillet 1949, sous la direction de M. CHEFDEVILLE, des essais analogues aux nôtres mais portant sur des poutres armées d'aciers américains torsadés dits « aciers Webrib ». Ce sont des aciers à adhérence améliorée d'un type spécial et de nuance dure qui ne comportent pas de palier de ductilité. On a rompu également à titre de comparaison un certain nombre de poutres témoins armées d'aciers doux ordinaires. Les résultats de ces essais seront publiés en détail, mais comme ils ont fourni une confirmation très satisfaisante de notre théorie en même temps que l'occasion de la généraliser pour le cas d'aciers sans palier de ductilité nous croyons utile d'en mentionner ici les principaux enseignements.

On a essayé quinze poutres de section 120×135 et 120×235 plus deux poutres préliminaires de 140×300 . Les opérations ont été conduites comme les nôtres, suivant les mêmes méthodes et avec les mêmes appareils de mesure modernes. La résistance des bétons à la compression a été mesurée par le nouveau procédé avec enduit au mortier de soufre. La résistance n_1 a été obtenue en général comme moyenne de dix résultats portant sur des cubes de fabrication identique essayés le même jour que la poutre.

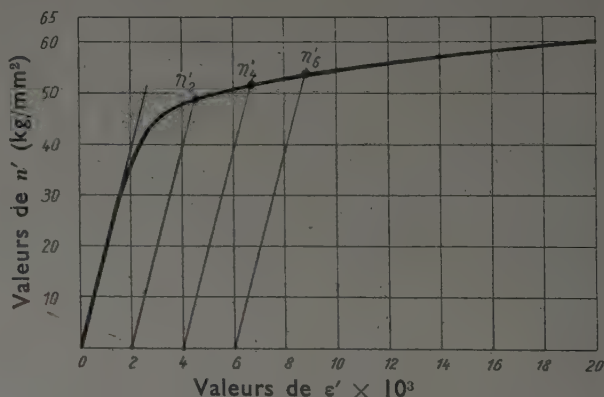
Les résistances n_1 ont varié suivant les poutres de 296 à 532 kg/cm². Les dispersions Δ , définies comme nous l'avons fait dans le mémoire précédent, ont varié d'une série de dix cubes à l'autre de $\pm 5,5 \%$ à $\pm 13 \%$ avec une moyenne égale à $\pm 9,63 \%$, la moitié des résultats étant compris entre $\pm 8,8 \%$ et $\pm 11,3 \%$. Il est intéressant de comparer ces chiffres avec ceux que nous avons obtenus par l'ancienne méthode. Nous avons eu, avec le ciment L, une dispersion minimum de 4,2 %, maximum de 39,5 %, moyenne de 17 % et la moitié des résultats entre 11 et 19 %; avec le ciment U nous avons obtenu une dispersion minimum de 3,3 %, maximum de 22,5 %, moyenne de 11,8 % et la moitié des résultats entre 5 et 12 %. La comparaison montre le bénéfice du nouveau procédé, la dispersion moyenne est plus faible et surtout les dispersions sont beaucoup plus constantes, c'est-à-dire beaucoup plus resserrées autour de leur moyenne. C'est ce que nous avons annoncé dans le chapitre précédent.

Les raccourcissements limites ϵ_1 de la fibre la plus comprimée du béton avant rupture, mesurés par des appareils à résistance électrique (strain gages) ont donné en moyenne des chiffres un peu inférieurs aux nôtres; sur onze résultats actuellement dépouillés on peut noter :

- 1 résultat supérieur à 36×10^{-4} ($= 47 \times 10^{-4}$)
- 4 résultats entre 28 et 34×10^{-4}
- 5 — entre 22 et 28×10^{-4}
- 1 — inférieur à 22×10^{-4} ($= 21 \times 10^{-4}$)

Nous pensons cependant que ces constatations ne contredisent pas les nôtres, car on relevait plusieurs raccourcissements différents avec le même appareil et la mesure ultime pouvait échapper très facilement dans la phase de rupture par suite du temps nécessaire à la manœuvre des commutateurs.

Les aciers durs torsadés avaient un diagramme d'allongement représenté en moyenne par le graphique de la figure 11. Leur section variait de 1,827 cm² à 3,168 cm². Leur limite élastique conventionnelle à 0,2 % était comprise entre 46 et 52 kg/mm², leur résistance de rupture entre 60 et 66 kg/mm², leur allongement avant rupture entre 11 et 16 %.



Ces poutres témoins étaient au nombre de 5. Leurs pourcentages d'acier doux variaient de 1,18 à 8,37 %.

Les aciers durs employés dans ces essais ne comportant pas de palier de ductilité, la théorie élasto-plastique de la flexion se trouve compliquée du fait de la variation du taux de travail limite n' de l'acier tendu au moment de la rupture. On peut s'attendre à ce que la considération d'une limite élastique fixe soit insuffisante, et c'est ce que les présents essais confirment. Une théorie exacte ne pourrait être faite qu'en fonction de la courbe particulière d'allongement représentée par un diagramme tel que celui de la figure 11. Elle manquerait donc de généralité et nécessiterait des formules compliquées donnant n_1 en fonction du pourcentage ω' et de la résistance du béton n_0 (ou n_1). En partant de la courbe (fig. 11) nous avons fait une étude simplifiée de la question qui doit conduire dans la généralité des cas à une approximation suffisante et dont nous nous contenterons de donner ici le résultat.

La théorie élasto-plastique précédemment établie est applicable au cas des aciers durs ou mi-durs sans palier de ductilité du type « Webrib » si l'on définit la limite élastique n'_e intervenant dans cette théorie, comme une limite élastique conventionnelle à allongement résiduel variable. Pour un certain champ de variation de la résistance sur cubes n_0 des bétons, on peut admettre que cette limite élastique ne dépend que du rapport n_0/ω' . C'est elle qui doit remplacer n'_e dans l'application de la théorie.

Appelons n'_a par définition, la limite élastique conventionnelle qui correspond à un allongement résiduel permanent de l'éprouvette d'acier égal à α , les valeurs de α en fonction du pourcentage d'acier tendu sont données par le tableau suivant qui a été établi pour $n_0 = 300 \text{ kg/cm}^2$ et qu'on peut utiliser pour d'autres valeurs de n_0 en prenant un ω' fictif égal à $\omega' \times \frac{300}{n_0}$:

$\omega' \times 100$	0,75	0,90	1,06	1,24	1,44	1,68	1,98	2,38	3	4	5
$\alpha \times 1000$	9	8	7	6	5	4	3	2	1	0,5	0,25

n'_a est donc très simplement calculable en fonction du pourcentage ω' dès qu'on connaît le diagramme d'allongement des aciers, qui doit être déterminé une fois pour toutes par une machine suffisamment précise, pour la nuance d'acier utilisée.

Application de la théorie généralisée aux essais complémentaires ci-dessus.

En ce qui concerne la résistance des bétons, nous avons dû déterminer la correspondance entre l'ancienne et la

nouvelle méthode d'écrasement des cubes. Après quelques tâtonnements nous avons trouvé que l'on obtient une bonne concordance entre les résultats expérimentaux et ceux de la théorie en admettant pour les essais d'écrasement tels qu'ils ont été exécutés au cours de ces essais, le coefficient d'équivalence

$$\theta = 0,80.$$

Nous avons donc calculé la valeur de n_0 par la formule $n_0 = 0,80 n_1$ et appliqué la théorie à la détermination du moment μ_{calc} pour chaque poutre. Les résultats d'essais ont donné d'autre part la valeur μ_{obs} . On a donc pu calculer le rapport

$$(28) \quad \rho = \frac{\mu_{obs}}{\mu_{calc}}$$

qui sert à mesurer le degré de précision de la méthode et à en contrôler l'exactitude.

Pour les poutres armées d'acier doux nous avons appliqué la méthode élasto-plastique ordinaire, pour les poutres armées d'aciers « Webrib » nous avons appliqué la méthode généralisée permettant de déterminer pour chaque poutre la valeur de n'_a à substituer à celle de n'_e . Nous avons calculé quinze rapports ρ et déterminé leur moyenne arithmétique et la fréquence de leurs divers écarts en valeur absolue $|\eta|$, par rapport à l'unité. Voici les résultats obtenus :

Moyenne arithmétique des 15 rapports.....	$\frac{\sum \rho}{N} = 1,001$
Valeur minimum de ρ	$\rho = 0,916$
Valeur maximum de ρ	$\rho = 1,112$

TABEAU DES ÉCARTS CLASSÉS PAR FRÉQUENCES

ÉCARTS	FRÉQUENCES
$0 < \eta \leq 0,025$	$n = 5$
$0,025 < \eta \leq 0,050$	$n = 7$
$0,050 < \eta \leq 0,075$	$n = 1$
$0,075 < \eta \leq 0,100$	$n = 1$
$0,100 < \eta \leq 0,15$	$n = 1$
Total des résultats... $N = \sum n = 15$	

L'accord entre la théorie et l'expérience est aussi satisfaisant que possible et constitue une nouvelle justification de la théorie et de la généralisation que nous en avons faite pour le cas des aciers sans palier de ductilité.

7. INFLUENCE DU BÉTON TENDU DANS LA RÉSISTANCE A RUPTURE DES POUTRES A LA FLEXION

Dans toute cette étude nous avons systématiquement fait abstraction de la résistance du béton tendu. Nous croyons, effectivement, que sauf pour les petits pourcentages (inférieurs par exemple à 0,4 %) cette influence est faible et négligeable dans la résistance des poutres fléchies à la rupture.

Nous avons d'ailleurs un moyen de contrôler, ce fait *a posteriori*. En effet, notre théorie interprète les résultats expérimentaux en négligeant le béton tendu, et elle

conduit à des rapports $\rho = \frac{M_{obs}}{M_{calc}}$ dont la moyenne arithmétique est égale à l'unité. Si l'effet du béton tendu était appréciable à la rupture, on devrait, dans ces conditions, obtenir statistiquement des rapports ρ supérieurs à l'unité pour les plus faibles pourcentages et inférieurs à l'unité pour les plus forts (la moyenne restant égale à l'unité), car cet effet serait évidemment d'autant plus sensible que le pourcentage d'acier serait plus faible. En classant les rapports suivant les pourcentages on devrait donc pouvoir mettre en évidence de tels écarts pourvu que les pourcentages se répartissent sur un intervalle assez étendu. Et il en serait de même pour toute théorie établie dans les mêmes conditions. Or ce n'est pas ce qui se produit, ni pour nos propres expériences ni pour celles de M. CHEFDEVILLE, bien que nos pourcentages aient varié

de 0,95 à 6,28 % et ceux de M. CHEFDEVILLE de 0,76 à 8,37 %. On peut en effet vérifier aisément que les écarts statistiques dans ces deux séries d'expériences sont répartis à peu près au hasard sans relation apparente avec le pourcentage.

Nous avons fait les mêmes constatations sur de nombreux résultats d'essais américains de poutres rompues par flexion bien que les pourcentages aient été abaissés jusqu'au taux très faible de 0,22 %.

Cela nous laisse personnellement sans confiance dans l'exactitude et la valeur rationnelle des théories qui prétendent tenir compte du béton tendu dans la détermination de la résistance à rupture des poutres fléchies, comme la méthode de M. STEUERMANN par exemple. Tout au moins est-il permis de penser que ces théories ne conduisent pas à un coefficient de sécurité bien constant.

Il peut en être autrement dans la flexion des hourdis armés dans les deux sens, pour lesquels il serait intéressant de faire des essais spéciaux à rupture. En dehors de ce cas et peut-être aussi de celui des tuyaux armés dans le sens circonférentiel d'une nappe centrale, l'influence du béton tendu au stade de la rupture est généralement négligeable. Bien entendu elle intervient dans la phase en service pour diminuer les contraintes et les déformations.

8. CONCLUSION

Tels sont les renseignements complémentaires qu'il nous a paru intéressant de donner ici sur nos expériences déjà relatées dans le premier mémoire, et les interprétations mécaniques que nous avons pu formuler.

Nous ne nous sommes pas contentés d'établir des formules empiriques traduisant brutalement les mesures. Nous avons cherché à édifier une théorie rationnelle permettant les extrapolations nécessaires pour arriver à une méthode générale de calcul.

Grâce aux bases solides ainsi obtenues, nous pensons n'avoir plus maintenant qu'un petit nombre d'expériences à faire pour parvenir à une théorie générale de la flexion englobant non seulement les sections rectangulaires en flexion simple, mais aussi les éléments à table de compression et la flexion composée.

Nos expériences ont été faites à la demande et avec le concours financier de la Chambre Syndicale des Constructeurs en Ciment Armé de France, grâce au précieux appui de son président M. FOUGEA. M. LEBELLE en a suivi de

près avec moi les discussions techniques et m'a ouvert largement les crédits de l'Institut Technique nécessaires pour les mener à bien.

J'ai eu de précieux concours techniques et je dois une particulière reconnaissance aux Ingénieurs du Laboratoire et surtout à M. CHEFDEVILLE chef du Service des Recherches et à ses collaborateurs MM. FESTA et GRIEUX, pour leur compétence et leur soin dans l'exécution des essais et le dépouillement des résultats. J'ai eu aussi la collaboration de M. Raoul PASCAL, Ingénieur Civil des Ponts et Chaussées pour la préparation des poutres et du programme d'essais.

M. L'HERMITE m'a ouvert toutes grandes les ressources de ses Laboratoires et des plus récentes techniques qui viennent d'être mises au point (extensomètres à résistance électrique, détermination vibratoire des modules, écrasement des cubes). J'ai été fort heureux des nombreuses occasions que j'ai eues de discuter avec lui les résultats et leurs interprétations.

Enfin, M. CAQUOT, malgré ses multiples occupations, a bien voulu s'intéresser à notre travail et présider la séance

du Centre d'Études Supérieures consacrée à notre exposé. Il m'a donné son appui et de précieux conseils, je lui en exprime ma respectueuse gratitude.

Nous avons dépensé des sommes relativement impor-

tantes. Mon plus vif désir est que cette dépense se traduise finalement par un bénéfice, grâce aux économies de matière que la théorie permettra de réaliser, quand elle sera entrée dans les règlements et dans la pratique des bureaux d'études.

DISCUSSION

M. CAQUOT. — Messieurs, vous venez d'entendre l'exposé très complet de M. CHAMBAUD. Vous avez vu avec quel soin les expériences ont été faites et nous avons l'impression maintenant d'être un peu plus près de la vérité.

J'ouvre tout de suite la discussion étant donné l'heure, et je vous demande de nous dire exactement quelle est la position de vos pensées en écoutant M. CHAMBAUD.

M. VALLETTE. — Je suis très impressionné par la perfection scientifique des méthodes employées. La méthode très pure est extrêmement intéressante, seulement plusieurs méthodes tenant compte de la plastification du béton ont déjà été proposées à la suite de STEUERMANN, il y a une quinzaine d'années, et je voudrais demander à M. CHAMBAUD, parce qu'on pourrait être tenté de suivre ces méthodes qui n'ont pas été adoptées d'une façon générale, s'il peut nous indiquer les différences caractéristiques de sa méthode avec les autres méthodes.

M. CHAMBAUD. — La méthode de STEUERMANN est susceptible de donner des résultats intéressants, elle est appliquée en Russie, je ne sais pas si elle est appliquée ailleurs. C'est une théorie assez simpliste et empirique qui se distingue de la nôtre par les deux caractéristiques suivantes : d'une part, le diagramme de compression du béton est triangulaire, ce n'est donc pas à proprement parler une théorie élasto-plastique et d'autre part, on tient compte du béton tendu. Dans l'ensemble il y a une certaine compensation et les résultats sont assez satisfaisants en moyenne. Mais je crois que la théorie que je vous ai exposée pénètre plus avant dans la réalité et qu'elle donne des renseignements plus conformes aux faits expérimentaux et une sécurité plus constante. Mais en dehors de la méthode de STEUERMANN d'autres études ont été faites que je crois plus intéressantes : par exemple celle de V. P. JENSEN à l'Université de l'Illinois en 1943 ⁽¹⁾. Il y a également une étude faite par R. H. EVANS, ingénieur américain ⁽²⁾, qui a publié une comparaison complète entre les différentes méthodes de calcul par plastification qui ont été proposées depuis 1914 : méthode allemande, méthodes autrichienne, russe et américaine. Enfin il y a un exposé très intéressant de R. SÄLIGER, ingénieur autrichien, professeur à l'École Supérieure Technique de Vienne ⁽³⁾, qui a fait une étude parue récemment, que vous connaissez sans doute. Beaucoup de ses idées et résultats sont analogues aux nôtres. On trouve par

exemple dans sa théorie la formule $E_0 = k \sqrt{n_0}$, avec un coefficient k un peu supérieur au nôtre. Comment a-t-il obtenu cette formule, je l'ignore; je ne l'avais pas encore rencontrée dans les ouvrages de langue allemande, et il paraît certain que cette formule $E_0 = k \sqrt{n_0}$ a été introduite pour la première fois sur les indications de M. CAQUOT, dans les règles B. A. 45. L'antériorité n'a pas grande importance, mais on voit dans ces différents écrits un certain souci commun de précision et à côté de cela des divergences, des discordances qui sont un peu troublantes.

M. VALLETTE. — En somme votre méthode précise.

M. CHAMBAUD. — Je crois qu'elle précise. Le résultat intéressant c'est que l'application de cette méthode donne un moment calculé qui est très près du moment observé, puisque je vous ai indiqué que j'ai obtenu 25 cas sur 81 avec un écart plus petit que 2,5 % et 48 cas, c'est-à-dire plus de la moitié, avec des écarts plus petits que 5 %.

M. CAQUOT. — Dans les deux sens.

M. CHAMBAUD. — Oui, il s'agit d'un écart positif ou négatif. 48 poutres sur 81 ont donné comme rapport entre le moment calculé et le moment observé l'unité à moins de $\pm 5\%$ près. Un seul a donné 18 %. Je vous ai dit qu'un autre avait donné 23 % et que je l'avais éliminé parce qu'il semble probable qu'il y ait eu des confusions dans les mesures. Dans les tableaux de comparaison que donne EVANS, on voit des écarts qui dépassent facilement 25 % d'un expérimentateur à l'autre. Mais je n'ai pas vu d'études dans lesquelles on ait pris soin de mesurer le degré d'exactitude de la méthode à la petitesse de l'écart quadratique moyen.

M. VALLETTE. — Pour la corrosion, je crois que je peux confirmer tout ce que vous avez dit, d'autant plus qu'il faudrait prendre les fissures permanentes. 25 kg/mm² doit être la contrainte maximum sous surcharge.

M. CHAMBAUD. — Oui, c'est bien ce que j'avais en vue en donnant cette indication de 25 kg/mm².

M. VALLETTE. — Je veux dire que ce qui compte c'est la fissure permanente.

M. CHAMBAUD. — D'accord. On pourrait donc aller plus loin pour la contrainte maximum sous surcharge. Je me suis limité à 25 kg/mm² de contrainte totale pour avoir une marge.

M. VALLETTE. — Je veux dire que ce n'est pas cette fissure qu'il faut prendre en compte, mais la fissure sous charge permanente seule, il n'y a que celle-là qui compte au point de vue corrosion, ce n'est pas la fissure éphémère.

⁽¹⁾ University of Illinois, Engineering Experiment Station, June 22, 1943. Bulletin n° 345.

⁽²⁾ Journal of the Institution of Civil Engineers, déc. 1943, vol. 21.

⁽³⁾ Die neue Theorie des Stahlbetons auf Grund der Bildsamkeit im Bruchzustand, Vienne, 1947.

M. CHAMBAUD. — D'après nos résultats d'observation, si la charge permanente ne donne pas un taux de travail d'acier tendu supérieur à 10 kg/mm², nous ne voyons pas de fissures; à partir de 10 kg/mm², par exemple sous 12 ou 14 kg/mm², on voit des fissures, si l'on a d'assez bons yeux, ou si l'on prend un microscope sommaire comme nous l'avons fait.

M. VALLETTE. — Dans nos propres expériences à la S. N. C. F. nous avons trouvé tout à fait les valeurs que vous indiquez.

M. CHAMBAUD. — Vous avez ainsi confirmation de ces valeurs.

M. VALLETTE. — Ce que je veux dire, c'est qu'il n'y a pas lieu de prendre en compte la fissuration sous 25 kg/mm² qui est éphémère.

M. CHAMBAUD. — Je suis d'accord et c'est favorable, puisque je vais plus loin que vous en proposant de ne pas accepter de fissures dépassant 30/100 de millimètres même dans le cas d'une surcharge maximum.

M. VALLETTE. — Une fissure de 0,5 mm n'est pas dangereuse lorsqu'elle est placée perpendiculairement, l'oxydation ne peut pas se développer.

M. CHAMBAUD. — La conclusion c'est qu'on ne voit pas, d'après nos essais, d'objection à employer 25 kg/mm² avec de bons aciers et de bons ciments, ce qui est important.

M. CAQUOT. — Avez-vous d'autres observations à formuler?

M. EUDIER. — Je voudrais demander à M. CHAMBAUD comment les essais de traction sur acier ont été réalisés. Était-ce avec une machine à vitesse d'augmentation de charge constante ou avec une machine à vitesse d'allongement constante et charge variable?

M. CHAMBAUD. — Certainement pas à vitesse d'allongement constante. Nous avons employé, pour les 300 ou 400 éprouvettes de nos poutres, la méthode classique et industrielle de mesure élastique par la machine ordinaire. Nous avons fait des mesures beaucoup plus précises avec un extensomètre MERCIER pour les aciers durs pour lesquels nous voulions obtenir avec une certaine précision le point où commence le raffermissement. Mais ce n'était pas avec une machine à allongement contrôlé, de vitesse constante.

M. EUDIER. — Il est donc probable que c'est le hasard qui vous a donné la valeur zéro pour λ puisque plusieurs des valeurs peuvent être discutées. Vous avez en effet parlé de la difficulté de détermination de la résistance du béton sur cube et il est possible que vous ayez mesuré la limite élastique supérieure de l'acier.

M. CHAMBAUD. — Ce que nous avons mesuré, ce n'était sûrement pas la limite supérieure d'élasticité, mais la limite d'écoulement.

M. EUDIER. — De toute façon la limite élastique peut varier suivant les vitesses d'environ 20 % ⁽¹⁾.

M. CHAMBAUD. — Cela ne se produit certainement pas pour la limite d'écoulement avec des aciers à paliers aussi marqués que ceux que nous avions. Nous pourrions le demander à M. L'HERMITE tout à l'heure.

M. EUDIER. — Aussi faible que soit la variation elle peut exister et il en est de même pour les bétons.

M. CHAMBAUD. — Je n'ai pas l'impression que dans nos essais, l'erreur de mesure sur la limite d'écoulement de l'acier ait pu dépasser 2 à 3 % au maximum.

Mon inquiétude était plus grande pour la résistance sur cube du béton, mais la résistance de l'acier, nous l'avons eue avec une très grande précision, étant donné la manière suivant laquelle il est possible de suivre cette déformation. Je demanderai tout à l'heure à M. L'HERMITE ce qu'il en pense.

M. EUDIER. — Je voudrais en venir au fait que, suivant la vitesse à laquelle vous faites les essais, les courbes sont différentes aussi bien pour le béton comme vous l'avez signalé que pour les aciers; de sorte que le coefficient de sécurité tel que vous l'avez défini est rattaché à une vitesse donnée. Si l'essai avait été beaucoup plus lent ou plus rapide vous auriez obtenu d'autres courbes, donc d'autres lois. Cela influencerait par exemple sur le pourcentage d'acier critique et cela sera très important lorsque vous généraliserez cette méthode à d'autres sections de poutre et que vous attribuerez des coefficients de forme comme l'a fait M. DUTHEIL pour l'acier.

M. CAQUOT. — En béton armé la question ne se pose jamais, car les surcharges sont éphémères.

M. EUDIER. — Sans doute mais il faut savoir si le coefficient de sécurité doit être déterminé par rapport à la rupture ou par rapport à une certaine valeur de la déformation plastique, toutes deux variables suivant les conditions expérimentales, ou par rapport à une conception mathématique simple liée à des valeurs physiques assez précises comme l'exige le règlement actuel.

M. CHAMBAUD. — C'est une question différente. Je ne suis pas entré dans la philosophie du coefficient de sécurité. Mais bien entendu ce que vous dites à ce sujet reste valable, il y a certainement beaucoup à dire sur le coefficient de sécurité, c'est une question controversée à l'heure actuelle, et il est utile de la creuser.

M. CAQUOT. — Monsieur L'HERMITE, si vous voulez dire quelque chose.

M. L'HERMITE. — Les expériences que nous avons faites sur les aciers à béton armé nous ont montré que la limite élastique, dans l'épreuve de traction, ne subit de variation sensible que lorsque la vitesse d'allongement devient du domaine des vitesses de choc. Entre les vitesses d'allongement de 2 % par heure et de 100 % par heure, la limite élastique peut varier par exemple entre 26 et 27 kg/mm². Enfin, signalons que la limite élastique indiquée couramment pour les aciers à béton armé est la limite d'écoulement ou limite inférieure d'élasticité.

M. CAQUOT. — Je crois que je serai votre interprète en remerciant M. CHAMBAUD et tous ceux qui ont permis de faire ces études précises.

En somme si les différentes théories de la plasticité n'avaient pas abouti jusqu'à présent c'est qu'on n'avait pas toutes les caractéristiques. Le propre des essais qui viennent de vous être présentés c'est qu'on a mesuré simultanément toutes les caractéristiques qui interviennent, et c'est là ce qui nous montre qu'il est impossible à un ingénieur de trouver une méthode plastique correcte s'il n'a pas tous les coefficients. Ce n'est que par les essais qui viennent d'être faits qu'on a tous les coefficients.

Je pense que la méthode est tellement sûre qu'elle doit intervenir prochainement dans un règlement officiel.

Je remercie la Chambre Syndicale des Constructeurs en Ciment Armé et l'Institut Technique d'avoir permis la réalisation des travaux de M. CHAMBAUD, qui a exposé son travail avec la précision qu'il met dans toutes ses études.

⁽¹⁾ WELTER, *Metallurgia* (Manchester), 1945 et UEBELL, *Archiv. f. Eisenhüttenwesen*, p. 329 (1932).

OUVRAGES DU MÊME AUTEUR

CIRCULAIRES DE L'INSTITUT TECHNIQUE DU BATIMENT ET DES TRAVAUX PUBLICS

- Série F, n° 25. — Contribution à l'étude des lois de la résistance des liants hydrauliques, mortiers et bétons, 30 juin 1946. 1^{er} Prix de l'Institut Technique, 1946. (*Épuisé.*)
- Série I, n° 1. — Le rôle des théories élastiques du second ordre dans le calcul des ponts en arc de grande portée, 25 mars 1941. (*Épuisé.*)
- Série Z, n° 2. — Formules et tableaux numériques pour le calcul rapide des hourdis en béton armé, 15 octobre 1942. (*Épuisé.*)
- Série Z, n° 5. — Règles pratiques pour le calcul des planchers champignons en béton armé, 25 mars 1943. (*Épuisé.*)
- Série Z, n° 6. — Calcul rapide des poutres en béton armé à section rectangulaire avec armatures comprimées, formules et tableaux numériques pour la flexion simple, 20 juillet 1943. (*Épuisé.*)
- Série Z, n° 8. — Calcul rapide des poutres en béton armé avec table de compression. Formules et tableaux numériques pour la flexion simple, 10 décembre 1943. (*Épuisé.*)
- Série Z, n° 9. — Calcul de la flexion composée dans les pièces en béton armé à section rectangulaire, 18 janvier 1944. (*Épuisé.*)
- Série Z, n° 11. — Calcul des poutres en béton armé à nervures et tables de compression. Méthode générale pour la flexion simple et composée, 30 mars 1944. (*Épuisé.*)
- Série Z, n° 13. — Résistance à l'effort tranchant. Détermination des armatures de cisaillement dans les pièces en béton armé, 5 septembre 1945. (*Épuisé.*)
- Série Z, n° 14. — Calcul des arcs encastrés en béton et en béton armé, 31 janvier 1946. (*Épuisé.*)
- Série Z, n° 17. — Arcs circulaires encastrés et voûtes de barrages, 25 février 1947.

ANNALES DE L'INSTITUT TECHNIQUE DU BATIMENT ET DES TRAVAUX PUBLICS

- N° 4 (janv. 1948). — Ponts en arcs encastrés. — Méthodes d'avant-projets (Manuel du Béton armé, n° 18).
- N° 61 (fév. 1949). — Étude expérimentale de la flexion dans les pièces en béton armé. Théorie élasto-plastique et méthodes de calcul à coefficient de sécurité constant (Béton, Béton armé, n° 4).

12.168-10-49.

ARRAULT ET C^{IE}

Maîtres Imprimeurs, Tours (France)

Dépôt légal : 4^e trimestre 1949.

Le Directeur-Gérant : M. GUÉRIN

(Reproduction interdite.)

ANNALES DE L'INSTITUT TECHNIQUE DU BATIMENT ET DES TRAVAUX PUBLICS

28, BOULEVARD RASPAIL, PARIS-VII^e

Novembre 1949

N° 102

Nouvelle série.

CENTRE D'ÉTUDES SUPÉRIEURES

MANUEL DE LA CONSTRUCTION MÉTALLIQUE, N° 4

COMBLES

SOMMAIRE

	Paragraphes.		Paragraphes.
COMBLES	6,22	Fermes réticulées sur deux appuis simples	6,222 3
Généralités	6,220	Systèmes statiques spéciaux.....	— 4
Définition.....	— 1	Contreflèches.	— 5
Éléments constitutifs.	— 2	Écartement.....	— 6
Forme générale.....	— 3	Entretoisements.....	— 7
Pannes	6,221	Hypothèses et mode de calcul.	6,223
Disposition.....	— 1	Hypothèses de calcul	— 1
Généralités sur le calcul.....	— 2	Mode de calcul.....	— 2
Systèmes d'appui.....	— 3	Contreventements	6,224
Fermes.	6,222	Éléments de toiture (y compris couvertures et lanter-	
Constitution.....	— 1	neaux).....	6,225
Choix du système réticulé.....	— 2	Exemples numériques	6,226

Voir note au dos de la couverture.

6,22 - COMBLES

6,220 Généralités.

— 1 Définition.

Par le mot « Combles », on désigne ici des charpentes de types assez différents, ayant comme but commun de supporter une couverture. Exemples : toutes les charpentes de halles et hangars, de toitures isolées ou posées sur maçonnerie, etc.

— 2 Éléments constitutifs.

Les combles comprennent les éléments suivants :

Éléments de toiture (lattis, chevrons, fers à vitrage, etc., suivant le genre de couverture adopté) et lanterneaux (s'il y a lieu); Pannes. — Fermes. — Contreventements.

— 3 Forme générale.

La forme générale doit correspondre aux conditions de dimensions, d'utilisation et d'aspect posés par chaque bâtiment. Nous indiquons ci-après quelques conditions d'ordre général, valables dans tous les cas :

La forme de la toiture doit permettre d'assurer :

L'écoulement des eaux de pluie;

Les conditions d'éclairage imposées par la destination du bâtiment;

Les conditions d'aération.

Les pentes doivent correspondre au genre de couverture adopté.

RÉSUMÉ

Le chapitre des « Combles » contient les renseignements utiles au projeteur, pour ce genre de constructions. Il est divisé en trois fascicules : 4 a, 4 b et 4 c, qui seront édités successivement.

Le fascicule 4 a contient des généralités sur les combles et particulièrement sur la disposition, le calcul et les différents systèmes de pannes, ainsi que sur les types, la disposition et les entretoisements des fermes. Des indications sont fournies sur les hypothèses et le mode de calcul des fermes, avec référence aux Règles C. M. 1946. Enfin, il est traité de la transmission des efforts horizontaux par les contreventements.

Le fascicule 4 b traite des éléments de toiture convenant aux divers genres de couvertures. Il contient tous les renseignements utiles au constructeur au sujet des couvertures. Les différentes formes de lanterneaux sont données, ainsi que des indications sur leur exécution et leur mode de calcul.

Le fascicule 4 c contient des exemples de calcul de combles. Des solutions et des calculs d'assemblages y sont également indiqués.

SUMMARY

The section dealing with roof steelwork contains the essential design data for this type of construction. It is divided into three parts numbered 4 a, 4 b and 4 c, which will be published in succession.

Part 4 a deals in a general way with roof steelwork and particularly with arrangement and design data and the different systems of purlins, the various types of trusses and their arrangement and methods of bracing. Information is given on the theory and design of trusses, with reference to the French Rules for Steel Structures issued in 1946. Finally, the transmission of horizontal stresses by bracing is dealt with.

Part 4 b deals with the roof units suitable for different types of roof covering. It contains all the informations needed by the builder on the subject of roof coverings. The different forms of roof lights are also shown, with notes on their design and construction.

Part 4 c contains examples of the design of roof steelwork, with worked-out formulæ for connexions.

6,221 Pannes.

— 1 Disposition.

Les pannes sont généralement disposées parallèlement à la ligne de faite. Leur rôle est de transmettre les charges de la couverture aux fermes.

On distingue :

- Les pannes en profilés (I généralement, parfois U);
- Les pannes composées à âme pleine;
- Les pannes à treillis.

Les pannes peuvent être disposées verticalement ou normalement à la surface du toit (fig. 1).

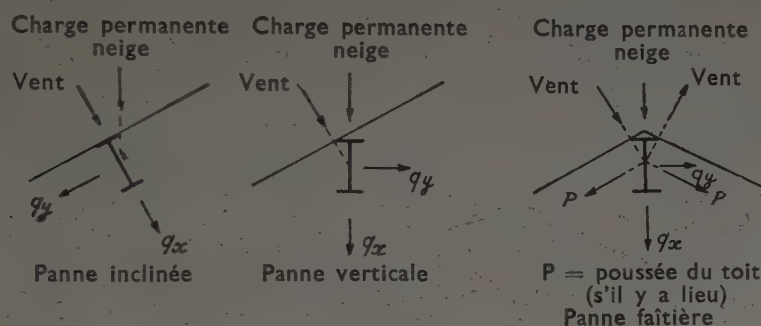


FIG. 1.

— 11 Les pannes en profilés sont le plus souvent normales à la surface du toit, et posées sur l'arbalétrier des fermes. Elles sont fixées sur les fermes par des dispositifs du genre indiqué dans les figures 2 à 4.

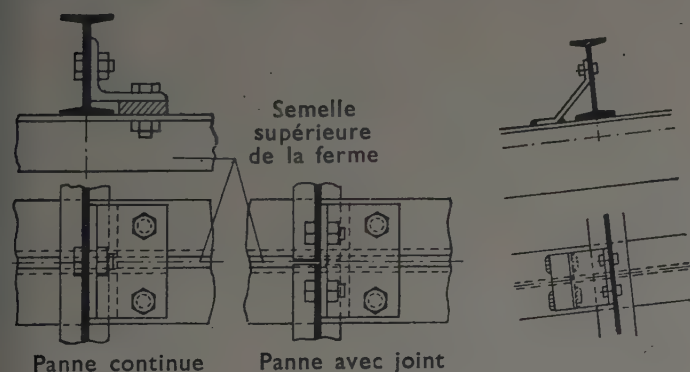


FIG. 2 et 3.

— 12 Les pannes à treillis sont presque toujours disposées verticalement et attachées sur les montants des fermes. On emploie les pannes à treillis pour les portées à partir desquelles les pannes à âme pleine seraient trop lourdes ou trop flexibles ainsi que, dans certains cas, pour les pannes faitières, sablières, etc., qui remplissent en outre un rôle d'entretoisement longitudinal.

— 2 Généralités sur le calcul des pannes.

Les pannes sont sollicitées par :

- Des forces normales à la surface du toit (vent);
- Des forces verticales (charges permanentes et neige).

Pour le calcul des pannes, on détermine les composantes de ces forces suivant les deux axes principaux de la section (fig. 1).

La section des pannes est pratiquement déterminée par le moment de flexion maximum dû à la composante q_x .

Pour réduire la flexion des pannes sous l'influence de la composante q_y , il est parfois nécessaire, dans le cas de toits à inclinaison prononcée, de soutenir les pannes à la

moitié ou au tiers de leur portée, par des liernes transmettant ces efforts à la panne faite ou, encore mieux, directement aux fermes (fig. 5). Dans le cas des toits très inclinés, il est toutefois nécessaire d'introduire dans le

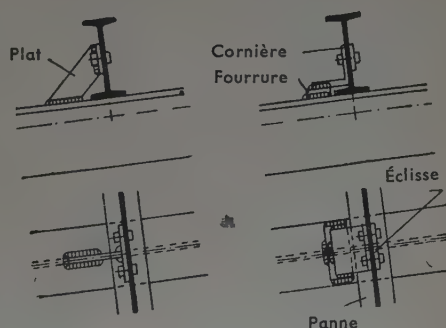


FIG. 4.

calcul même la flexion latérale des pannes dans l'intervalle des liernes.

Pour le calcul des pannes, on suppose une distribution uniforme des charges. Pour les pannes à treillis, on doit tenir compte de la flexion locale de la membrure supérieure, s'il y a lieu.

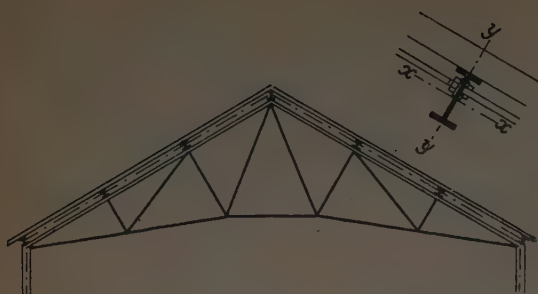


FIG 5.

— 3 Systèmes d'appui des pannes.

On distingue :

- Les pannes simples, sur deux appuis;
- Les pannes sur deux appuis, renforcées par des contrefiches qui en réduisent la portée;
- Les pannes en cantilever;
- Les pannes continues.

Pour les pannes à âme pleine, les deux derniers systèmes sont les plus avantageux du point de vue de l'économie de poids.

— 31 PANNES SIMPLES, SUR DEUX APPUIS.

Le calcul de ces pannes se fait pour le moment de flexion maximum $M_{\max} = 0,125q_e l^2$ éventuellement combiné avec la flexion latérale et locale.

— 32 PANNES SUR DEUX APPUIS, AVEC CONTRE-FICHES DE SOUTIEN (fig. 6).

Ces pannes interrompues sur les appuis présentent les avantages suivants :

- Économie de poids par la réduction de la portée;
- La membrure inférieure de la ferme est assurée contre le flambement latéral, dans le cas où elle aurait à supporter des efforts de compression.



FIG. 6.

Les désavantages présentés par ce système sont

Construction moins simple que dans le cas précédent;

Les consoles peuvent être gênantes pour l'utilisation ou pour l'aspect de la construction.

— 33 PANNES EN CANTILEVER.

Les articulations peuvent être exécutées comme l'indiquent les figures 7, 8 et 9.

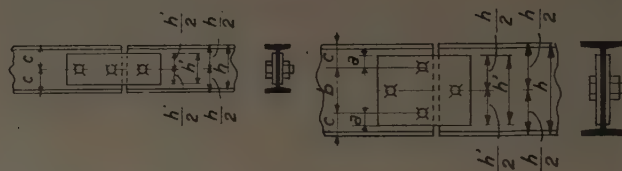


FIG. 7.



FIG. 8.

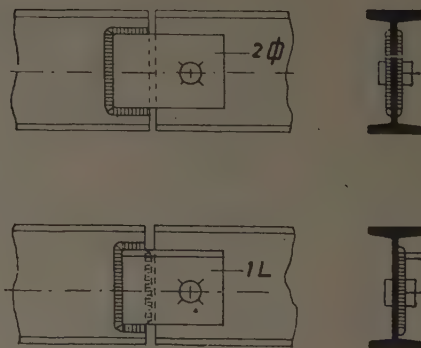


FIG. 9.

L'intérêt du système en cantilever est que, par la disposition des articulations, on peut modifier la distribution des moments de flexion. On devra chercher la combinaison conduisant à la solution la plus économique, sans négliger la question de la flexibilité des poutres.

A titre d'exemple, la figure 10 indique la position des articulations pour laquelle l'égalité des moments maximum dans les travées courantes et des moments sur appuis est réalisée. Elle conduit ainsi à la section la plus économique. Ce cas sera développé en 6,226 (Exemples de combles).

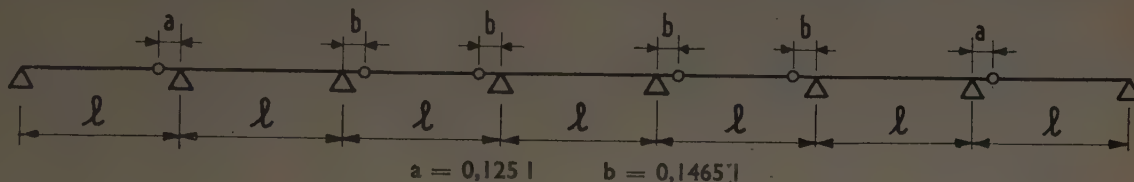


FIG. 10.

Le système en cantilever présente des conditions particulières de montage. A ce point de vue, un système tel que celui de la figure 11 est plus avantageux que celui de la figure 10.



FIG. 11.

Cette disposition qu'on applique dans certains cas, pour raison de facilité de montage, est le système de *pannes accouplées*. On monte d'abord les deux fermes comprenant la travée sans articulation et, successivement, les autres fermes.

L'exécution des appuis et des articulations de ces pannes est la même que pour les autres pannes articulées.

— 34 PANNES CONTINUES.

La continuité des pannes réduit les moments et augmente la rigidité de la construction. Les moments de flexion peuvent être déterminés suivant les règles C. M. 1946 (1).

Les flèches des pannes continues sont inférieures à celles des pannes en cantilever, dans les mêmes conditions.

Un procédé commode de montage de ces pannes est indiqué par la figure 12.

Les moments de flexion aux joints sont très faibles.

→ Sens du montage

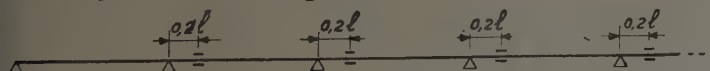


FIG. 12.

(1) Règles d'utilisation de l'acier, applicables aux travaux dépendant du Ministère de la Reconstruction et de l'Urbanisme et aux travaux privés. Institut Technique du Bâtiment et des Travaux Publics, 28, boulevard Raspail, Paris-VII^e.

On peut calculer ces joints pour $\frac{1}{2} M_{\max}$, ce qui est largement suffisant. Pour les portées inférieures à environ 6 m (selon la longueur des profilés disponibles), on peut ne faire un joint que toutes les deux travées.

6,222 Fermes.

— 1 Constitution des fermes.

Les fermes peuvent être réticulées ou à âme pleine.

Pour la même portée et les mêmes surcharges, les fermes à âme pleine ont un poids supérieur de 15 à 30 % à celui des fermes réticulées, mais elles peuvent être préférées dans certains cas, notamment :

Lorsque la hauteur de la ferme est très limitée;

Lorsque les efforts sont faibles et conduisent à une mauvaise utilisation du matériau dans les barres, dont la section minimum est limitée par les plus petits profilés admis;

Lorsque, par emploi d'une simple poutrelle laminée, l'économie réalisée sur l'usinage dépasse sensiblement la valeur de l'excès de poids;

Pour des raisons d'aspect.

— 2 Le choix du système réticulé des fermes doit être fait en tenant compte des facteurs suivants :

Forme générale et genre du bâtiment;

Genre de couverture (poids, limitation des pentes admissibles, limitation de l'écartement des pannes);

Portée des fermes et conditions imposées à leur écartement;

Surcharges climatiques et charges utiles à supporter;

Conditions particulières (architecturales, d'entretien, etc.).

D'autre part, la ferme doit être conçue conformément aux principes généraux sur les poutres, notamment de manière :

A permettre une bonne répartition des efforts dans les barres;

A obtenir une inclinaison convenable des diagonales;

A limiter la longueur des éléments comprimés (membrures et treillis) sans toutefois augmenter excessivement le nombre des nœuds, etc.

Il est en outre rappelé qu'en principe les systèmes simples sont à préférer aux systèmes à structure complexe (diagonales croisées, etc.), qui donnent lieu à des efforts secondaires plus importants.

— 3 Fermes réticulées sur deux appuis simples (fig. 13 à 18).

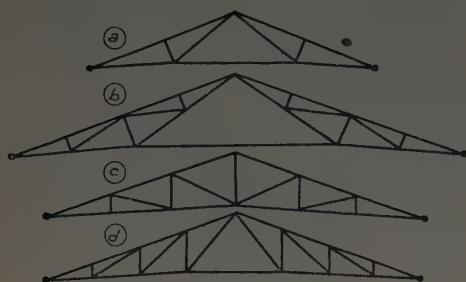


FIG. 13.

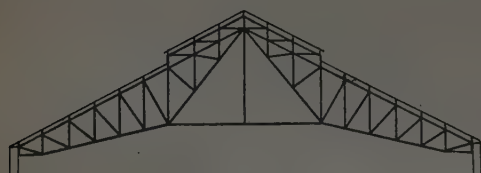


FIG. 14.

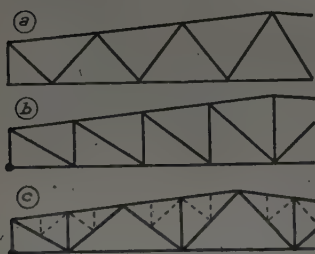


FIG. 15.



FIG. 16.

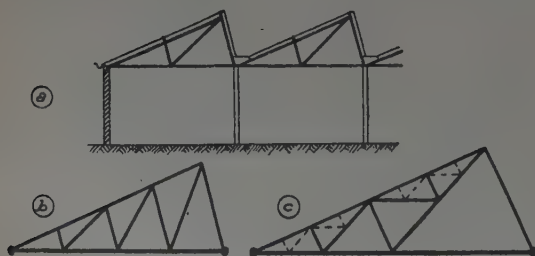


FIG. 17.



FIG. 18.

REMARQUES :

— Les fermes sur deux appuis ne sont vraiment isostatiques que si les efforts dus au vent sont transmis à un seul appui. Par contre, dans le cas le plus fréquent d'une ferme appuyée sur deux poteaux encastrés à leur base et solidarisée aux deux têtes de poteaux par des assemblages considérés comme articulés, le système est hyperstatique, mais il est facile à calculer avec l'hypothèse que les efforts horizontaux se répartissent sur les deux poteaux proportionnellement à leur raideur.

— Les types de fermes suivant les figures 13 et 14 ont des efforts relativement importants dans les membrures aux appuis et demandent une étude particulière en ces points (cf. 5,12 et 6,226).

— Les types à montants comprimés et diagonales tendues sont préférables aux types à montants tendus et diagonales comprimées, les montants étant plus courts que les diagonales.

— Les figures 13 b, 15 c et 17 c représentent des solutions qui multiplient les nœuds afin d'obtenir une réduction de l'écartement des pannes tout en conservant une inclinaison avantageuse des diagonales. On obtient implicitement une réduction de la longueur des éléments comprimés.

— Les toits en dent de scie ou sheds (fig. 17) sont d'une application très avantageuse pour les bâtiments destinés à certains genres de fabrication qui exigent un bon éclairage et permettent un écartement modéré des poteaux. Les versants verticaux (ou dont la pente est la plus prononcée) supportent les vitrages.

Dans les cas des industries réclamant un éclairage constant, les parties vitrées sont orientées vers le nord. D'autre part, la pente minimum pour éviter la pénétration directe des rayons du soleil dans les vitrages est (en degrés) :

$$\alpha \leq 90 - L + \epsilon$$

ou :

α : pente du vitrage;
 L : latitude géographique du lieu;
 ϵ : inclinaison de l'écliptique ($23^\circ 30'$).

— 4 Systèmes statiques spéciaux, autres que les poutres à une travée, solidaires ou non des poteaux.

On peut construire des systèmes complexes de combles, à plusieurs travées. Dans tous les cas on peut choisir entre les systèmes isostatiques ou hyperstatiques.

D'une manière générale, il convient de remarquer que les avantages des constructions hyperstatiques sont parfois atténués d'une part par les efforts importants produits par les variations de température et d'autre part par les difficultés d'exécution et de montage qu'elles présentent.

— 5 Contreflèches.

Les constructions dont l'entrait est horizontal prennent, sous l'effet des charges permanentes et des surcharges, une flèche qui par suite d'un effet optique peut paraître exagérée et donner une mauvaise impression. Pour cette raison, il est d'usage de donner à l'entrait, pour des portées supérieures à 15 m environ, une contreflèche égale simplement à la flèche permanente ou augmentée en plus de la moitié de la flèche due aux surcharges.

— 6 Écartement des fermes.

L'écartement des fermes peut varier dans des limites très larges (de 3 à 12 m) et il est difficile d'établir à priori la valeur la plus avantageuse.

Un petit écartement peut conduire à un excès du poids total des fermes, dû à la mauvaise utilisation du matériau. Par contre, les pannes dont la portée est faible deviennent plus légères.

Un grand écartement conduit à une construction économique des fermes et à une bonne utilisation de leur matériau, mais les pannes deviennent plus lourdes.

Dans le cas des toitures légères courantes l'écartement optimum des fermes varie entre 4 et 6 m. Pratiquement cet écartement est souvent imposé par les dimensions et la destination du bâtiment en question.

Lorsque l'utilisation du bâtiment impose un très grand écartement des poteaux, on peut recourir à des fermes intermédiaires, supportées par des poutres longitudinales reportant les charges sur les poteaux. L'écartement des fermes est alors un sous-multiple de l'écartement des poteaux (fig. 19).

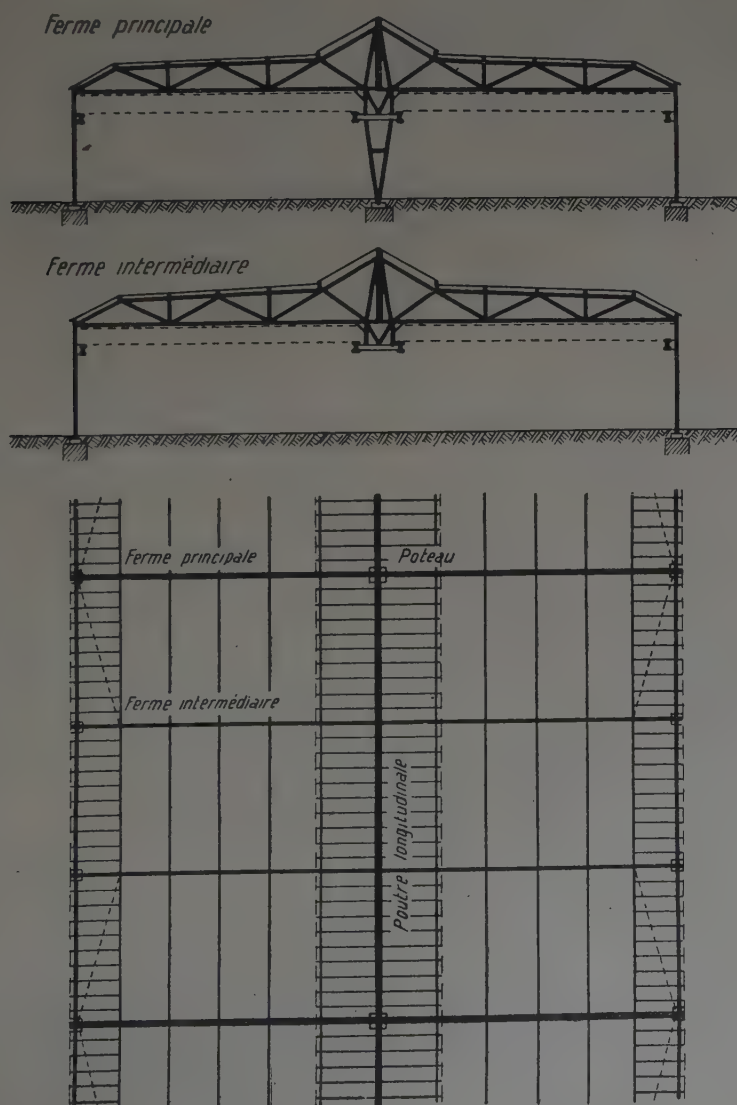


FIG. 19.

— 7 Entretoisements.

On ne peut pas définir par une règle générale les entretoisements nécessaires dans les constructions de combles. Cela dépend notamment du type de construction et des cas de surcharges horizontales dont on doit tenir compte.

Il faut toutefois remarquer que les combles sont, comme la plupart des constructions, des systèmes à trois dimensions qui ne sont pratiquement calculés que dans deux dimensions. Pour tenir compte de ce fait, on prévoit un système plus ou moins complexe d'entretoisements suivant le type et la conformation du bâtiment en question. Mais souvent on ne calcule pas ces entretoisements et on se limite à leur donner une disposition logique (pour assurer la rigidité de l'ensemble) basée sur l'expérience. Ce procédé est justifié dans une certaine mesure par le fait que les barres des entretoisements sont très souvent (mais pas toujours) surabondantes.

Dans les « Exemples de combles » (6,226) on trouvera des exemples d'entretoisements dans des cas normaux de bâtiments rectangulaires.

Il est encore rappelé que les pannes à treillis peuvent servir en même temps d'entretoisements entre les fermes (6,222 12).

6,223 Hypothèses et mode de calcul.

Les fermes doivent supporter les réactions d'appui des pannes. Elles transmettent donc aux appuis (ou aux poteaux) :

Les charges permanentes, résultant de leur propre poids et de celui des pannes et de la couverture (y compris chevrons, lattes, etc., s'il y a lieu);

Le poids de la neige;

La pression du vent.

— 1 Hypothèses de calcul.

Pour le dimensionnement et pour la vérification de la résistance et de la stabilité de chaque élément, de chaque assemblage ainsi que de l'ensemble, on doit trouver la combinaison d'hypothèses la plus défavorable.

— 11 Pour le poids propre de l'ossature, on utilise dans les calculs des valeurs basées sur l'expérience. Il peut être nécessaire de reprendre le calcul dans le cas où les poids obtenus après dimensionnement diffèrent sensiblement des valeurs utilisées.

— 12 Pour les surcharges climatiques, on calcule suivant les Règles N. V. 1946 (1), qui donnent des indications sur les hypothèses et les valeurs des surcharges à prendre en compte.

Il convient surtout de remarquer que :

(1) Règles définissant les effets de la neige et du vent sur les constructions, applicables aux travaux dépendant du Ministère de la Reconstruction et de l'Urbanisme et aux travaux privés. Institut Technique du Bâtiment et des Travaux Publics, 28, boulevard Raspail, Paris-VII^e.

— Il est admis de réduire de moitié la surcharge unitaire de neige lorsque la pression du vent est simultanément prise en compte.

— On doit prévoir un cas d'application partielle de la neige, si cela est plus défavorable. (la différence de surcharge verticale entre les diverses parties recouvertes de neige ne pouvant toutefois pas excéder 30 kg/m² de projection horizontale, dans le cas de surcharges supérieures à 60 kg/m²).

— 2 Mode de calcul.

Une fois les valeurs des charges et des surcharges déterminées, le calcul se fait par application des règles et des méthodes générales pour la stabilité des constructions et la résistance des matériaux.

Il est en principe admissible de calculer par toute méthode suffisamment exacte et qui tient compte des circonstances essentielles. On a toutefois intérêt à choisir une méthode simple et qui ne se prête pas aux erreurs.

— 21 MÉTHODE DE CALCUL.

Dans les cas courants de fermes réticulées isostatiques, la méthode pratique la plus couramment employée pour la détermination des efforts dans les barres est la méthode graphique de CRÉMONA. Elle est rapide, suffisamment exacte et offre un maximum de garantie contre les erreurs grossières.

— 22 EFFETS DES CHARGES VERTICALES.

En général, il suffit de faire un Crémone pour un seul cas de charges verticales uniformes qui peut être celui des charges permanentes, de la neige ou d'une charge uniforme fictive quelconque. Les efforts dans les autres cas sont proportionnels aux valeurs respectives des charges unitaires.

Il est encore à remarquer que pour le calcul des fermes à deux versants, il peut être nécessaire de tenir compte du cas d'application de la neige sur un seul versant, si les axes des membrures supérieure et inférieure d'un même panneau ont leur point d'intersection situé en dehors de la zone comprise entre les axes des appuis (fig. 20 a). Lorsque pour tous les panneaux ce point d'intersection est situé entre les axes des appuis ou à leur proximité (fig. 20 b) il est inutile d'étudier le cas d'application partielle de la neige.

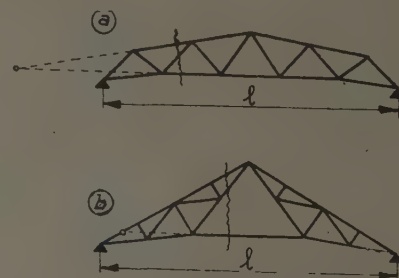


FIG. 20.

— 23 EFFET DU VENT.

Pour la pression du vent, les « Règles N. V. 1946 » prévoient plusieurs cas pour chaque genre de bâtiment, d'où la nécessité de faire un Crémone pour chacun de ces cas, à moins que le cas de charges le plus défavorable apparaisse comme évident.

— 24 SURCHARGES DIVERSES.

En dehors des charges permanentes et des surcharges climatiques il peut y avoir, dans certains cas, d'autres surcharges (ponts roulants, palans, etc.) dont il faut tenir compte dans le calcul des comble.

— 25 DÉTERMINATION DES EFFORTS.

La détermination des combinaisons d'hypothèses les plus défavorables pour les efforts dans chaque barre se fait utilement au moyen d'un tableau où l'on inscrit les efforts dus à tous les cas de charges possibles (voir 6,226).

— 26 VÉRIFICATION COMPLÉMENTAIRE.

Les « Règles N. V. 1946 » prévoient une vérification complémentaire au moyen des surcharges climatiques multipliées par $5/3$ et combinées aux charges permanentes normales. Les contraintes qui en résultent ne doivent pas dépasser les $5/3$ des contraintes normalement admissibles dans chaque barre et la stabilité des éléments et de l'ensemble doit être toujours assurée.

Sous ce rapport, il faut encore remarquer que :

— La combinaison d'hypothèses la plus défavorable pour l'application de cette règle n'est pas nécessairement la même que pour le calcul normal.

— Dans le cas où il y a d'autres surcharges que celles climatiques, elles peuvent également être affectées du facteur $5/3$.

— Il est surtout important de déceler les cas où l'application de cette règle conduit à des efforts de compression pour des barres qui, normalement, sont tendues.

— Il est, évidemment, inutile de faire cette vérification pour les surcharges climatiques qui donnent dans la barre à vérifier un effort de même sens que celui dû aux charges permanentes.

6,224 Contreventements.

Dans les différents types de comble, les fermes peuvent être :

Posées sur maçonnerie ;

Attachées (par simple assemblage considéré comme articulé) sur poteaux pendulaires ou encastres à leur base ;

Encastres sur poteaux, cet encastrement étant réalisé soit par l'introduction du poteau comme montant dans la ferme, soit par des contrefiches.

Dans le cas des fermes posées sur maçonnerie, les efforts horizontaux sont directement transmis à celle-ci, par les appuis,

Les types de constructions sur poteaux peuvent présenter deux genres de solutions pour la transmission des efforts horizontaux appliqués à la construction (composante horizontale du vent, inertie et freinage des ponts roulants, etc.) :

Premier cas : Les charges horizontales sont supportées par les mêmes éléments que les charges verticales.

Deuxième cas : Les charges horizontales sont supportées par des dispositifs spéciaux, autres que les éléments qui supportent les charges verticales.

— 1 Charges horizontales perpendiculaires à l'axe longitudinal du bâtiment.

Premier cas : Les efforts sont transmis aux poteaux. Cette solution est le plus souvent adoptée. Elle suppose un encastrement des poteaux à leur base (fig. 21) ou aux fermes (fig. 22 et 23), et conduit à des poteaux relativement lourds. Les poteaux encastres à leur base exigent des fondations plus importantes, elles-mêmes tributaires de la nature du sol. Ils sont toutefois à préférer dans le cas des ponts roulants dont la portée et les charges utiles sont importantes. Les poteaux encastres aux fermes peuvent, en principe, réduire le poids des fermes (l'ensemble constituant un portique). Cette réduction est toutefois compensée en partie par le poids plus important des poteaux.

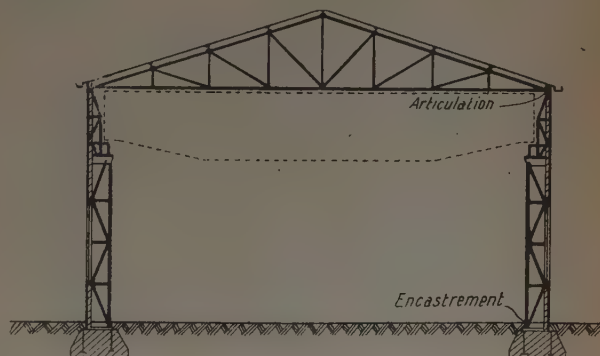


FIG. 21.

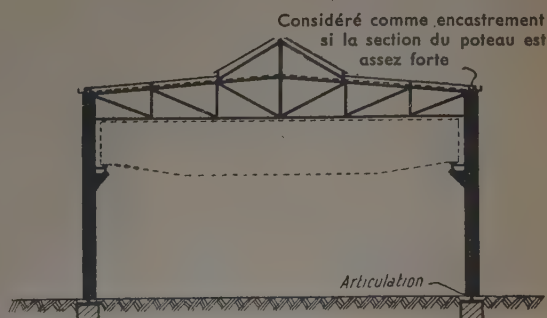


FIG. 22.

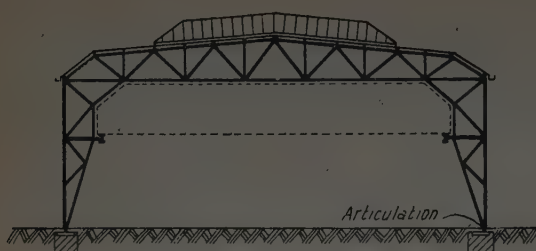


FIG. 23.

Deuxième cas : Dans ce cas, les fermes étant posées sur des poteaux pendulaires, les charges horizontales sont transmises à un contreventement longitudinal appuyé sur les pignons qui doivent pouvoir résister à ces charges (fig. 24). Cette solution est à préférer dans le cas de sols à faible pression admissible. Elle présente, en outre, l'avantage d'alléger les poteaux, ce qui conduit à un moindre encombrement et utilise mieux la surface couverte. Elle n'est pas indiquée pour les bâtiments longs et étroits ou à pignons trop ouverts. Le montage est plus compliqué que dans le premier cas. En outre, il est difficile de prolonger le bâtiment si ce problème se pose par la suite.

— 2 Vent sur pignon et autres charges longitudinales.

Les pignons ayant à supporter la pression du vent doivent être munis de contreventements transversaux, disposés dans le plan du toit, dans le plan de l'entrait, etc. (fig. 25).

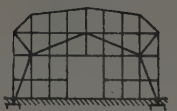
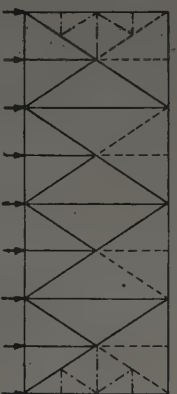
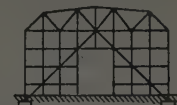
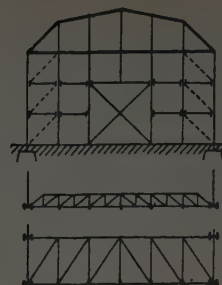


FIG. 24.



Poutre au vent
(dans le plan de l'arbalétrier)
Contreventement de toiture
(dans le plan du toit)

FIG. 25.

Le problème de la transmission de ces charges peut être résolu suivant l'un des deux cas indiqués ci-avant, la pression du vent sur le pignon pouvant être reportée par les contreventements des pignons :

— Soit sur tous les poteaux, qui doivent alors être solidarisés.

— Soit sur la première travée des longs pans, auquel cas on peut prévoir des dispositifs (portiques ou croix de diagonales) supportant ces efforts (fig. 26).

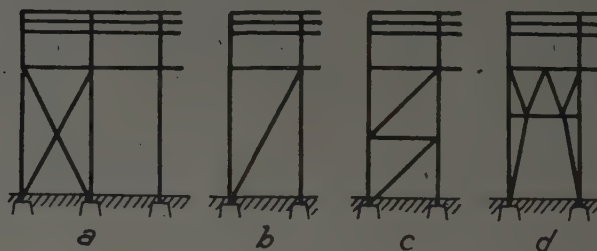


FIG. 26.

Dans le cas d'efforts longitudinaux importants dus aux ponts roulants, des dispositifs seront également prévus dans des panneaux intermédiaires.

PLAN INITIAL

DU

MANUEL DE LA CONSTRUCTION MÉTALLIQUE

DIVISIONS PRINCIPALES

- | | |
|-------------------------------------------------------|------------------------------------------------------------|
| 0 INTRODUCTION | 5 ASSEMBLAGES DANS LES CONSTRUCTIONS MÉTALLIQUES |
| 1 MATÉRIAUX DES CONSTRUCTIONS MÉTALLIQUES | 6 CHARPENTES ET OSSATURES MÉTALLIQUES |
| 2 MÉTAUX OUVRÉS DANS LES CONSTRUCTIONS MÉTALLIQUES | 7 PONTS MÉTALLIQUES |
| 3 MOYENS D'ASSEMBLAGE DES CONSTRUCTIONS MÉTALLIQUES | 8 CONSTRUCTIONS MÉTALLIQUES SPÉCIALES |
| 4 ÉLÉMENTS CONSTITUTIFS DES CONSTRUCTIONS MÉTALLIQUES | 9 NOTES COMPLÉMENTAIRES |
| | ANNEXE I. — EXEMPLES DE CALCULS ET DE PROJETS DE BATIMENTS |
| | ANNEXE II. — RENSEIGNEMENTS PRATIQUES |

LE MANUEL DE LA CONSTRUCTION MÉTALLIQUE, N° 4

se compose de trois fascicules séparés :

Fascicule 4 a :

GÉNÉRALITÉS, PANNES, FERMES,
HYPOTHÈSES ET MODE DE CALCUL,
CONTREVENTEMENTS

Fascicule 4 b :

ÉLÉMENTS DE TOITURE
(y compris couvertures et lanterneaux)

Fascicule 4 c :

EXEMPLES NUMÉRIQUES

à réunir dans cet ordre sous la présente couverture pour
constituer le chapitre **COMBLES** de la sixième partie :
CHARPENTES ET OSSATURES MÉTALLIQUES.

N. D. L. R.

DOCUMENTATION TECHNIQUE

Réunie en Août 1949. — Fascicule n° 29.

SOMMAIRE

I. — Index analytique de documentation	Pages. 266	II. — Traductions	Pages. 285	III. — Bibliographie	Pages. 285
----------------------------------------------	------------	-------------------------	------------	----------------------------	------------

SERVICE DE DOCUMENTATION

L'Institut Technique du Bâtiment et des Travaux Publics peut en général fournir la reproduction *in extenso* des documents figurant à l'Index analytique de documentation : sur microfilms négatifs de 35 mm qui peuvent être lus en utilisant soit un agrandisseur photographique courant, soit un lecteur de microfilm, ou en positifs sur papier photographique.

Les demandes de documents doivent comporter le numéro d'ordre placé en tête de l'analyse, le titre du document et le nom de l'auteur.

Prix des reproductions photographiques :

Microfilms : la bande de 5 images (port en sus) 75 fr.

Positifs sur papier : la page (port en sus) :

Format 9 × 12	49 fr.
13 × 18	65 fr.
18 × 24	79 fr.
21 × 27	132 fr.

Ces prix sont susceptibles de variation.

Pour tous renseignements, s'adresser à l'Institut Technique du Bâtiment et des Travaux Publics, 28, boulevard Raspail, Paris-VII^e.

TABLE DE L'INDEX ANALYTIQUE DE DOCUMENTATION

ANNÉES 1948 et antérieures : *Se reporter au fascicule 20 bis de Documentation Technique.*

ANNÉE 1949 : *Se reporter à la table récapitulative parue dans le fascicule 24 de Documentation Technique.*
La prochaine table récapitulative paraîtra dans le fascicule 30 bis de Documentation Technique.

SIGNIFICATION DES REPÈRES

PLACÉS EN FIN D'ANALYSE DE L'INDEX ANALYTIQUE DE DOCUMENTATION CI-APRÈS :

- (◇) Analyses ou traductions effectuées par l'Institut technique du Bâtiment et des Travaux Publics (dont la bibliothèque détient le document original).
- (*) — — — par les services du Centre national de la Recherche Scientifique, 18, rue Pierre-Curie, Paris-V^e.
- (○) — — — par la S. N. C. F., 27, rue de Londres, Paris-IX^e.
- (●) — — — par l'Office central de l'Acétylène et de la Soudure autogène et de l'Institut de soudure autogène, 32, boulevard de la Chapelle, Paris-XVIII^e.
- (+) — — — par les services chargés de l'établissement du Library Bulletin du Ministry of works (Angleterre).
- (■) — — — par l'Électricité de France, 3, rue de Messine, Paris-VIII^e.
- (□) — — — des revues communiquées par le Centre d'Information et de Documentation du Bâtiment, 100, rue du Cherche-Midi, Paris.
- (◆) — — — d'articles provenant de sources diverses.

I. — INDEX ANALYTIQUE DE DOCUMENTATION

Les références de chaque article sont données dans l'ordre suivant : Numéro d'ordre, titre de l'article, nom de l'auteur, nom de la revue, date, numéro du tome, numéro du fascicule, nombre de pages, nombre de planches (en fin d'analyse repère de référence).

ARCHITECTURE ET URBANISME

ÉTUDE DES BESOINS A SATISFAIRE

LE PROGRAMME

BESOINS DIRECTS DE L'HOMME

Problèmes du logement.

1-29. Dispositions générales à prendre pour l'étude et l'exécution des programmes de logements. Éd. : Centre Nat. Amélioration Habit., Paris (avr.-mai-juin 1949), n°s 11-12-13, p. 78-79. — Période envisagée pour les programmes, liaisons à assurer avec les représentants du M. R. U., politique foncière, programmes annuels, typification des habitations, formule de passation des marchés à adopter, étude des propositions des concurrents, délai de préparation des travaux, contrôle des dispositions prises pour l'exécution, avances de démarrage, accélération des règlements. E. 6980 (◇).

2-29. Centre National pour l'amélioration de l'habitation (avr.-mai-juin 1949), n°s 11-12-13, 94 p., 2 fig. h. t. — Texte des discours prononcés aux Journées d'Études du Logement organisées les 3, 4 et 5 févr. 1949 par le Centre National pour l'Amélioration de l'Habitation. Résumé des discussions auxquelles ont donné lieu les rapports concernant : les questions de financement, de fiscalité, de gestion et d'exploitation, les problèmes des loyers, d'accession à la propriété et d'utilisation

des dommages de guerre, les organismes d'habitations et de crédit immobilier, les plans d'urbanisme, les besoins en main-d'œuvre et en matériaux, l'organisation des travaux, le prix de revient, les programmes de construction. Vœux émis par le Congrès. Documents relatifs aux prêts aux H. B. M., à l'allocation-logement, à l'amortissement accéléré, aux bonifications d'intérêt. Exemple de programme et de règlement de concours pour la construction d'habitations de personnel d'entreprises. E. 6980 (◇).

LA COMPOSITION

LES FACTEURS DE LA COMPOSITION

Les plans.

3-29. Constructions modernes aux États-Unis. BENOIT-LEVY (G.). *Constr. Mod.* (juill. 1949), n° 7, p. 239-245, 11 fig. — Effort de l'action publique en faveur de l'habitation aux États-Unis. Instructions de l'Administration Fédérale de l'Habitation sur les principes à observer dans l'établissement des plans des bâtiments locatifs et de leurs abords aux points de vue choix des emplacements, types d'élévation, formes et alignements des groupes d'immeubles, emplacements des entrées, dispositions intérieures, orientation et dimension des pièces, pièces de service, canalisations. E. 7080 (◇).

SCIENCES DE L'INGÉNIEUR

RÉSISTANCE DES MATÉRIAUX

4-29. **Traité de résistance des matériaux à l'usage des élèves d'écoles techniques des dessinateurs et techniciens.** BOURGEOIS (F.). Éd. : Dunod, Paris (1947), 1 vol., 192 p., nombr. fig. — Traité donnant, après un rappel des propriétés des matériaux, les formules à appliquer et des exemples numériques relatifs aux problèmes de traction, compression, flexion, torsion, cisaillement, flambement, systèmes articulés, maçonnerie, assemblages soudés. E. 7087 (◇).

5-29. **Problèmes de résistance des matériaux avec leurs solutions.** CALLANDREAU (Ed.). Éd. Albin Michel, Paris (1948), 1 vol. 512 p., fig. — Cet ouvrage débute par un formulaire rappelant les formules nécessaires à la résolution des problèmes au nombre de 670 qui portent sur tous les chapitres du cours de Résistance des Matériaux de l'École Centrale des Arts et Manufactures. Un chapitre étendu est consacré aux systèmes hyperstatiques. E. 7086 (◇).

6-29. **Théorie des constructions** (Theory of structures). MORLEY (A.). Éd. : Longmans, Green and Co. Ltd, Londres, G. B., 5^e éd. (nov. 1948), 1 vol. 617 p., nombr. fig. — Cette édition agrandie et rénovée comprend entre autres additions une intro-

duction aux méthodes pour l'analyse des charges mobiles, l'étude des coefficients de tension et du diagramme de WILLIOTT-MOHR, une plus large application des méthodes se rapporte à l'énergie de déformation élastique et un plus ample exposé sur les constructions en béton armé. E. 5816 (◇).

7-29. **Efforts et contraintes** (Drang und Zwang). FÖPPL (L.). Éd. : Leibniz, Munich, All., 3^e part. (1947), 1 vol., 192 p., 82 fig. — Traité théorique de l'équilibre élastique des surfaces planes soumises à des contraintes situées dans leur plan. Établissement des équations, applications au demi-plan et au coin soumis à des charges concentrées ou réparties. Méthodes de transformation des équations par inversion et applications. Équilibre élastique de surfaces planes de formes diverses, percées de trous ou entaillées. Action des forces centrifuges, de la dilatation, etc... Limite de validité de la théorie de l'élasticité. E. 5429 (◇).

8-29. **Le calcul statique des constructions en vue de la pratique** (Baustatik für die Praxis). HARTMANN (M.). Éd. : Manu, Augsburg, All. (avr. 1948), 1 vol. 405 p., nombr. fig. — Cours de statique, dans lequel sont résolus de nombreux exemples pratiques. Traction, compression, cisaillement, flambage, flexion. Poussée des terres. Poutres à treillis. Béton armé (piliers, plaques, poutres, plafonds). Normes allemandes. E. 6693 (◇).

ÉTAT GÉOMÉTRIQUE ET MÉCANIQUE DES CORPS

Forme géométrique initiale des pièces et constructions.

9-29. Poutres à âme pleine semi-circulaires (Semi-circular bow girders). ERLIK (S.); *Concr. Constr. Engng.*, G. B. (juin 1949), vol. 44, n° 6, p. 169-174, 3 fig. — Équations des poutres à âme pleine semi-circulaires pour une charge concentrée en un point quelconque et pour une charge uniformément répartie. E. 6726 (◇).

10-29. Essais sur la résistance de poutres entaillées de diverses façons (Tests on the strength of beams notched in various ways). LANGLANDS (I.); *J. Counc. Sci. Industr. Res., Austral.* (mai 1936), vol. 9, n° 2 (Div. Forest Prod. n° 31), 9 p., 7 fig. — Les entailles rectangulaires conduisent à des contraintes de rupture très faibles. On y remédie en arrondissant les entailles. Trois séries d'essais démontrent que les entailles obliques droites ont la même efficacité que celles perpendiculaires et arrondies. Les résultats les plus favorables sont obtenus pour une pente de 1 : 3. E. 6428 (◇).

Déformations.

11-29. Étude de l'état de déformation élastique à la surface libre d'un élément de construction, au moyen de la mesure des dilatations linéaires des côtes d'une maille en triangle équilatéral. WISZNIEWSKI (A.); *Oss. Métall.* (juil.-août 1949), n° 7-8, p. 362-369, 7 fig. — Utilisation de strain-gages disposés suivant les côtes d'un triangle équilatéral pour déterminer l'état de déformation et de tension en un point donné. Équations des dilatations principales en fonction des 3 dilatations déterminées par les strain-gages ainsi disposés. Expression des distorsions relatives à ces 3 directions en fonction des dilatations correspondantes. Procédé graphique pour déterminer les dilatations principales en fonction des 3 dilatations mesurées au strain-gage et pour résoudre le problème inverse. Généralisation du procédé graphique. E. 6968 (◇).

État mécanique.

12-29. L'aérodynamisme dans l'art de l'ingénieur. KARMAN (T. de); *Mém. Soc. Ing. Civ. France* (juil. 1948), fasc. II spécial, p. 155-178, 31 fig. — Exposé des problèmes de la résistance de l'air sur les véhicules, de la stabilité et des oscillations des constructions exposées au vent, des effets d'érosion du vent. Pour les véhicules comparaison des puissances spécifiques en fonction de la vitesse et exemples de coefficients de traînée. En ce qui concerne les effets du vent sur les constructions : comparaison et évolution des règlements officiels; accidents causés aux ponts suspendus par oscillation et torsion; tourbillons alternés. Commentaires sur les effets d'érosion du vent. E. 7085 (◇).

13-29. Les surcharges dues au vent et la résistance à ces surcharges dans la construction d'habitations (Racking loads and resistance to them in dwelling construction). BRITTON (R. R.); *Housing Home Finance Agency* (Techn. Bull., U. S. A. (sept. 1948), n° 6, p. 1-23, nombr. fig. 14 réf. bibl. — Des tableaux et des diagrammes simplifient la détermination des poussées du vent sur les surfaces présentées par les habitations de type commun. Étude de types normaux de constructions à charpente en bois. Conditions imposées aux bâtiments à 1 et 2 étages et modifications de ces conditions. Contreventements. E. 6679 (◇).

14-29. Étude, sur modèle réduit, de la houle dans un port. *Orient. Techn.* (mai 1949), n° 5, p. 102-103, 5 fig. — Exposé et commentaire brefs des méthodes d'étude sur modèles réduits applicables à l'étude de la houle dans un port. E. 7068 (◇).

15-29. Moments fléchissants sur les poutres continues avec renforts (Bending moments on continuous beams with haunches). REYNOLDS (C. E.); *Concr. Constr. Engng.*, Londres (mai 1949), vol. 44, n° 5, p. 155-157, 1 fig. — Formules donnant les moments fléchissants pour une poutre continue, à une ou plusieurs travées identiques ou non, avec renforts. Pour chaque travée, les renforts sont identiques entre eux. E. 6371 (◇).

16-29. Le cercle de Mohr et ses applications dans la technique des routes et des pistes d'envol. ROBINSON (F.); *Rev. Gén. Routes* (avr. 1949), n° 207, p. 35-40, 19 fig. — Exposé clair de la représentation des contraintes autour d'un point par le tracé du cercle de MOHR. Allure du cercle de Mohr dans les

divers cas de sollicitation. Notion de courbe intrinsèque et forme de cette courbe pour les différents matériaux : acier, béton, corps pulvérulents avec ou sans cohésion. E. 6706 (◇).

THÉORIES ET PROCÉDÉS DE CALCUL
ET DE REPRÉSENTATION

Théories générales.

17-29. Une relation entre la théorie non linéaire de l'élasticité et la théorie de durcissement de Ros-Eichinger-Schmidt (A relation between the nonlinear theory of elasticity and the work-hardening theory of Ros-Eichinger-Schmidt). PHILIPPIDIS (A.); *Z. Angew. Math. Mech.*, All. (avr. 1947), vol. 25-27, p. 31-32. — Les relations contraintes-déformation proposées par ROS, EICHINGER et SCHMIDT pour les matériaux à durcissement sous contrainte peuvent également être interprétées comme des relations non linéaires pour un matériau élastique. E. 6203, p. 27 (◇).

18-29. Effet statique des distorsions cycliques en régime visqueux (Effetto statico delle distorsioni cicliche in regime viscoso). CASTIGLIA (C.); *G. Gén. Civ., Ital.* (mars 1949), fasc. 3, p. 132-137, 2 fig. — Expression mathématique de l'influence de la viscosité sur le régime statique d'une construction neuve soumise à une distorsion cyclique, en fonction de la déformation totale, de la composante longitudinale de la tension, de la viscosité spécifique, et de la rapidité du phénomène visqueux. Application aux effets d'une variation de température dans une construction hyperstatique. E. 6381 (◇).

Stabilité et flambement.

19-29. La conception nouvelle de la sécurité dans les problèmes de flambement des pièces comprimées en acier doux. DUTHEIL (J.); *Oss. Métall.* (juin 1949), n° 6, p. 308-318, 7 fig. — Principes concernant le problème du flambement dans une barre composée en acier doux soumise à une compression axiale seule. Conception de la sécurité dans le flambement : formules applicables dans le flambement simple et dans le flambement composé de pièces prismatiques et de pièces composées, discussion des formules, comparaison avec les résultats expérimentaux de TETMAYER. Exemple d'application à une poutre à échelle. E. 6795 (◇).

20-29. Flambage des poutres triangulées et des charpentes rigides (Buckling of trusses and rigid frames). WINTER (G.), HSU (P. T.), KOO (B.), LOH (M. H.); *Cornell Univ., Engng Exper. Stat.*, U. S. A. (avr. 1948), n° 36, 63 p., fig., 18 réf. bibl. — Équations générales pour pièces de charpentes encastrees soumises à une force axiale, fléchissement des pièces inclinées, méthode de répartition des moments, charges critiques. Encastremets élastiques. Moment maximum des pièces soumises à la compression axiale. Exemples numériques. E. 6745 (◇).

Procédés de calcul et de représentation.

21-29. Contribution à l'étude du voilement des tôles raidies. DUBAS (Ch.); *Publ. Inst. Statique Appliquée Ecole Polytechn. Féd. Zürich* (1948), n° 23, 152 p., nombr. fig., 72 réf. bibl. Éd. : Leeman Frères et Cie, Zürich. — Étude montrant que la méthode d'ENGESSER-VIANELLO est possible à condition de déterminer au préalable les flèches de la tôle sollicitée transversalement. L'épaisseur des tôles d'une poutre à âme pleine est minimum lorsque le raidisseur se trouve au cinquième supérieur et possède la rigidité suffisante. E. 6824 (◇).

22-29. Calcul de l'épaisseur des corps cylindriques de grand diamètre et de faible épaisseur. DEMARS (C.); *Soc. Roy. Belge Ing. Industr.* (mars 1949), série B, n° 2, p. 41-87, fig. — Calcul des corps cylindriques dans les différents cas de sollicitation : a) Pression uniforme intérieure ou extérieure; b) Charges extérieures discontinues; c) Poids du liquide contenu; d) Poids propre. Utilisation comme outil de calcul de l'équation aux liaisons surabondantes de B. DE FONTVOLANT. Dans un atlas de 37 planches, sont résumées les formules à appliquer dans tous les cas envisagés. E. 6838 (◇).

23-29. Sur l'extension de l'utilisation des formules des cadres de Kleinlogel (On the extended use of Kleinlogel's Rahmenformeln). MORRISON (I. F.); *Canad. J. Res.* (déc. 1948), vol. 26, n° 12, p. 552-564, 14 fig. — Les formules de KLEIN-

LOGEL permettent de réduire notablement le nombre des équations linéaires simultanées à résoudre pour le calcul des constructions hyperstatiques à partir d'une construction plus simple. Exemples numériques. E. 6734 (◇).

24-29. Dalles pour ouvrages contenant des liquides (Slabs in liquid-containing structures). *Conc. Constr. Engng.*, G. B. (juin 1949), vol. 44, n° 6, p. 192-193, 1 fig. — Formules permettant d'évaluer la résistance à la fissuration, les contraintes dues à la traction, et la résistance au fléchissement, complétant les formules données dans le numéro de février de la même revue. Exemple numérique. E. 6726 (◇).

25-29. Le calcul de l'arc (ou polygone) flexible ou rigide combiné avec des poutres de rigidité (Il calcolo dell'arco (o poligonale) flessibile o rigido combinato con trave irrigidente). RAINERI (G.); *G. Gén. Civ.*, Ital. (mars 1949), fasc. 3, p. 138-142, 4 fig. — Démonstration de l'équivalence analytique entre l'arc flexible ou rigide, combiné avec des poutres donnant de la rigidité à l'ensemble, et l'arc rigide, en se limitant au plan vertical contenant arc et poutres. Développement de cette équivalence en fonction de la nature des articulations du système arc (ou polygone) et poutres. Limitations des hypothèses de base. E. 6381 (◇).

26-29. La stabilité dans le domaine élastique des plaques rectangulaires soumises, sur leurs bords, à des efforts répartis suivant une loi linéaire (Stabilität rechteckiger, durch linear verteilte Randkräfte beanspruchter Platten im elastischen Bereich). KOLLBRUNNER (C. F.), HERRMANN (G.); *Schweiz. Bauztg.*, Suisse (28 mai 1949), n° 22, p. 307-309, 4 fig., 8 réf. bibl. — Étude de la stabilité élastique des plaques soumises à des efforts de flexion pure sur les bords non chargés qui se trouvent sous des conditions diverses. Recherches entreprises par l'Association Suisse des Ponts et Charpentes. On peut présumer que ces travaux permettront en 1950 de mettre à la disposition de tout ingénieur-constructeur une formule de calcul simple du gauchissement des tôles non rigidifiées tant dans le domaine de l'élasticité que dans celui de la plasticité. E. 6564 (◇).

27-29. Calcul de la flexion des poutres à moment d'inertie constant (Beräkning av nedböjningen hos balkar med konstant tröghetsmoment). HOJLUND (R. W.); *Tek. Tidskr.*, Suède (26 mars 1949), n° 13, p. 237-240, 8 fig. — Diagrammes des lignes d'influence d'une poutre à moment d'inertie constant reposant librement sur deux appuis. Diagrammes de flexion de cette poutre dans les cas d'une charge : uniformément répartie, répartie suivant une loi linéaire, entre deux points, concentrée en un point donné. Applications numériques, notamment au cas d'un pont en béton sous la poussée latérale du vent et au cas d'une poutre de charpente métallique. E. 5850 (◇).

28-29. Contreventement rigide des poutres métalliques avec supports définis statiquement (Wyboczenie Niesprezjętów podpartych w sposób statycznie wyznaczalny). WIERZBICKI (W.); *Inst. Recherches Bât.*, Varsovie (1947), n° 13, p. 2-4, fig. E. 3189 (◇).

29-29. Calcul des piliers en béton armé pour bâtiments industriels à un étage (en russe). *Sborn k Roukow Mater. Konsult. Stroit.*, U. R. S. S. (1948), n° 3, p. 12-14. — Commentaires sur l'instruction éditée par le Trust des Constructions industrielles. Indications sur le choix de dimensions des piliers et le calcul de l'action du freinage des ponts roulants. E. 4671 (◇).

30-29. Méthode semi-graphique pour le calcul des poutres horizontales courbes (A semi-graphical method of analysis for horizontally curved beams). MOORMAN (R. B. B.); *Univ. Missouri Bull.*, U. S. A. (15 oct. 1938), vol. 39, n° 20 (Engng. Exper. Stat. n° 29), 36 p., fig. — Exposé d'une méthode semi-graphique pour le calcul des poutres courbes. Cas des poutres courbes chargées symétriquement, cas des poutres chargées d'une façon dissymétrique, charges uniformes, charges concentrées. Poutres dissymétriques. Exemples. E. 6744 (◇).

31-29. Théorème des combinaisons linéaires (Teorema delle combinazioni lineari). CATALANO (C.); *G. Gén. Civ.*, Ital. (mars 1949), fasc. 3, p. 116-118, 2 fig. — Énoncé du théorème des combinaisons linéaires (dérivé du théorème de Betti) permettant de calculer les lignes d'influence des sollicitations ou des déformations plastiques qui sont des combinaisons linéaires à coefficients constants des déformations unitaires de la section de poutre à laquelle elles se rapportent. Exemple de calcul. E. 6381 (◇).

32-29. Symboles des unités de mesure (Aide-mémoire 1949). *Sci. Techn.*, Belg., 1 broch. 16 p. — Principales unités de mesure scientifiques et techniques. La masse et la force. Systèmes d'unités de mesure. Symboles des unités de mesure. Tableau des préfixes. Écritures des nombres. Tableau des principales unités

métriques et de leurs symboles. Grandeurs fondamentales, géométriques, mécaniques. Grandeurs de liaison, thermométriques, électriques et magnétiques, photométriques. E. 7093 (◇).

ESSAIS ET MESURES MÉCANIQUES

Appareils.

33-29. Les tensiostats et leurs applications à la synthèse statique. PASCAL (R.); *Techn. Mod. Constr.* (juin 1949), t. 4, n° 6, p. 171-176, 16 fig. — Les tensiostats sont des instruments de synthèse statique que l'on peut utiliser pour introduire des efforts connus en direction et intensité dans des structures quelconques avant ou après leur mise en service. Présentation d'un type d'appareil nouveau. On reprend d'abord le problème du flambement d'une tige droite d'où il est conclu qu'une tige courbée, bandée par un tirant et introduite dans un système de corps exercera, si on coupe le tirant, une force quasiment constante. En application des formules sont donnés deux calculs de tensiostat de 20 t et 100 t. Applications : renforcement d'un viaduc à poutres droites, passage supérieur sur appuis amovibles, câbles de précontrainte, transmission d'efforts à travers un joint, enregistrement d'une pression de vérin variable avec le temps, étais avertisseurs. E. 6886 (◇).

34-29. Étude de la sollicitation des pièces planes et des plaques fléchies de forme quelconque. Calculateur mécanique Massonnet. *Techn. Mod. Constr.* (juin 1949), t. 4, n° 6, p. 183-185, 6 fig. — Exposé du principe de la méthode de M. MASSONNET reproduisant l'état de tensions donné par la superposition d'états élastiques simples dont on peut déterminer facilement l'intensité. L'appareil imaginé par M. MASSONNET permet de réaliser mécaniquement les sommes de vecteurs. E. 6886 (◇).

Technique d'exécution.

35-29. Note sur l'étude des coupures des boucles de l'Isère en amont de Grenoble. Essais sur modèles réduits. JONTE (M.); *Mém. Trav. Soc. Hydrotechn. France* (La Houille Blanche) (1949), vol. 1, p. 46-62, 8 fig. — Exposé préliminaire du problème et des considérations sur les échelles des modèles. Essais et résultats obtenus dans l'étude de la propagation de l'onde diurne de l'Isère et de la propagation des crues avec des modèles à fonds mobiles. Essais de coupure de boucle. E. 6852 (◇).

MÉCANIQUE DES FLUIDES

THÉORIES GÉNÉRALES. ESSAIS ET MESURES

Définitions et équations générales.

36-29. Règles pratiques pour le calcul des pertes de charge, le mesurage et la régulation du débit. BAUDOT (J. J.); *Chal. Industr.* (juin 1949), n° 287, p. 136-150, fig. — Considérations théoriques et données expérimentales permettant d'établir une formule de la perte de charge dans laquelle est mis en évidence le nombre de REYNOLDS. Expériences (de REYNOLDS, de STANTON et PANNEL, de SCHILLER) permettant de relier les divers régimes d'écoulement aux valeurs du nombre de REYNOLDS : représentation graphique des résultats. Étude de l'influence de la rugosité : expérience et représentation graphique (dite harpe) de NIKURADSE. Répartition des vitesses en régime laminaire : hypothèses de NAVIER, lois de POISEUILLE. Répartition des vitesses en régime turbulent : notion théorique de couche limite tirée des expériences de PRANDTL et VON KARMAN, cas des tubes. Diverses formules de la perte de charge. Incidents de parcours, longueurs équivalentes; cas particuliers. E. 6895 (◇).

37-29. Règles pratiques pour le calcul des pertes de charge, le mesurage et la régulation du débit. BAUDOT (J. J.); *Chal. Industr.* (juil. 1949), n° 288, p. 169-176, 19 fig. — Étude de l'écoulement dans les canaux ouverts : formules relatives à la vitesse et à la perte de charge, valeurs du coefficient de frottement selon les parois, formules de débit des déversoirs en mince paroi avec et sans contraction latérale, cas du déversoir à seuil horizontal épais, théorie « hydrostatique » de GRJMAILLO sur les fours à flamme. Mesures de débit déduites des mesures de différences de pressions avec tubes de PITOT, diaphragmes

en mince paroi, manomètres différentiels. Problèmes particuliers : perte de charge dans un segment de conduite rectiligne, débit d'une conduite en fonction de la perte de charge, cas d'une canalisation complexe de section constante, d'une section complexe et de section variable, de conduites bifurquées. E. 7078 (◇).

38-29. **Les pertes de charge dans les tuyaux galvanisés** (Le perdita di carico nei tubi zincati). MARCHETTI (M.); *Energ. Elettr.*, Ital. (mai 1948), vol. 25, n° 5, p. 240-243, 3 fig. — Exposé des différentes formules en usage pour le calcul des pertes de charge en mouvement uniforme et plus particulièrement d'une formule complexe récemment proposée par STIKNEY aux États-Unis et comparée à certaines des précédentes. Il serait utile de poursuivre des expériences systématiques étendues aux tubes de fabrication italienne. E. 6518 (◇).

GÉOPHYSIQUE

STRUCTURE DU GLOBE

Géotechnique (étude des sols).

39-29. **Traité de mécanique des sols.** CAQUOT (A.), KERISEL (J.). Éd. : Gauthier-Villars, Paris, 2^e éd. (1949), 1 vol., 385 p., nombr. fig. — Ouvrage dont les quatre titres traitent : a) Les propriétés physiques des sols; b) L'étude expérimentale des déformations; c) L'étude des grands glissements; d) La stabilité des ouvrages (avec des tables très étendues de butée et de poussées), la théorie des fondations, des pieux, palplanches souterrains, la stabilité des pentes et calcul des silos; e) La prévision des tassements et les déformations en fonction du temps. E. 6909 (◇).

SURFACE DU GLOBE

Hydrographie.

40-29. **Note sur l'entraînement des matériaux par charriage** NIZERY (A.); *Mém. Trav. Soc. Hydrotechn. France* [La Houille Blanche] (1949), vol. 1, p. 35-42, 5 fig. — Examen de trois rapports traitant de l'entraînement par charriage des maté-

riaux de fond et présentés au Congrès de l'Association Internationale de Recherches pour Travaux Hydrauliques, à Stockholm les 7-9 juin 1948. E. 6852 (◇).

CONDITIONS GÉNÉRALES

CONDITIONS CONTRACTUELLES

Règlements, Codes, Législation.

41-29. **Code des lois relatives aux travaux publics** (Codice delle leggi sui lavori pubblici). VARANESE (A.). Éd. : A. Giuffrè, Milan, Ital. (1949), 1 vol., 1 817 p. — Recueil des lois, décrets et autres documents relatifs aux travaux publics : contrats. Routes, voies ferrées, travaux hydrauliques et maritimes. Édilité, urbanisme. Cafamités publiques. Fertilisation de terrains incultes. Trois index détaillés. E. 6907 (◇).

Normes.

42-29. **« L'ISO ». Courrier de la Normalisation** (mai-juin 1949), n° 87, 282 p., nombr. fig. — Numéro spécial consacré à l'I. S. O. (International Organization for Standardization). — Après des déclarations du Commissaire à la Normalisation, du Président et du secrétaire général, une note sur le passage de l'ISA à l'ISO, se trouve une série de 16 articles techniques sur les sujets suivants traités par des représentants de différents pays : jauges pour tôles et fils; plateaux de chargement pour le stockage et la manutention directe par chariot transporteur. Normalisation internationale du matériel d'incendie. Normalisation des engrenages. Unités et symboles. Normalisation internationale dans le domaine de la photographie et de la cinématographie. Normalisation internationale dans le domaine des banques. Matériaux de rembourage. Le mica. Normalisation dans l'industrie chimique. Normalisation internationale des filetages à vis des récipients en verre. Situation actuelle de la normalisation dans le domaine des vernis et peintures. Normalisation des boulons, vis et écrous. Normalisation dans l'industrie mondiale du textile. Les dimensions des roulements. La normalisation des tubes. Les travaux sur l'état des surfaces effectives en U. R. S. S. E. 6874 (◇).

LES ARTS DE LA CONSTRUCTION

43-29. **La collaboration des ingénieurs et des architectes dans les grands travaux publics et industriels.** LAPRADE (A.); *Ann. Inst. Techn. Bât. Trav. Publ.* (mai 1949), n° 71, 31 p., 33 fig. — Exposé de l'évolution, de la collaboration de l'architecte et de l'ingénieur dans le domaine de l'urbanisme, de l'équipement ferroviaire, électrique, des usines. Résultats obtenus. Discussion. E. 6826 (◇).

CONNAISSANCES ET TECHNIQUES GÉNÉRALES

MATÉRIAUX DE CONSTRUCTION

Matériaux métalliques.

44-29. **Le comportement des métaux au choc.** DAWANCE (G.); *Ann. Inst. Techn. Bât. Trav. Publ.* (mai 1949), n° 74, 19 p., 50 fig. — Exposé du comportement des métaux au choc mettant en évidence : 1° L'augmentation des limites élastiques et de rupture avec la vitesse de déformation; 2° L'analogie des effets d'un accroissement de vitesse de déformation avec ceux d'une diminution de température; 3° La possibilité de ruptures fragiles par combinaison de l'effet de choc et de basses températures. Influence des entailles. Signification de l'essai de résilience comme critère de fragilité. E. 6829 (◇).

Matériaux non métalliques (rocheux).

45-29. **La pierre.** LHUILLIER (G.); *Bât. S. N. C. F.* (mai-juin 1949), n° 17, p. 69-73. — Généralités sur les matériaux. La pierre aux temps anciens. Utilisation de la pierre. Genèse de la pierre. La pierre, matériaux préfabriqués. Possibilités techniques (classiques et nouvelles). Propriétés hygrométriques de la pierre. Isolation thermique. Esthétique. Utilisations multiples. Prix de revient. Conclusion. E. 6853 (◇).

46-29. **La pierre.** PORTEVIN (M.); *Constr. Mod.* (juil. 1949), n° 7, p. 246-255, 15 fig. — Terminologie concernant la taille, Résistance à l'écrasement, dureté et résistance à l'usure par frottement. Relation approximative entre charge de rupture et densité. Difficulté de taille déduite de la dureté théorique. Dureté BRINNEL. « Valeur spécifique des tailles » (RONDELET). Classement des tailles et coefficients de taille. Échelle des duretés types normalisée. Difficultés de taille comparée : principe de l'essai, choix des ouvriers et des outils, exécution de l'essai, exploitation des résultats. Détermination de la gélivité : méthode normalisée, méthode de M. Buisson, examen microscopique préconisé par M. BOURCART. E. 7080 (◇).

47-29. **Études sur les divers systèmes de réchauffage du bitume** (Kakoï noujen nagrebatiel bitouma). VASSILIEFF (A. A.); *Mech. Stroït.*, U. R. S. S. (jan. 1948), n° 1, p. 18-22, 9 fig. — Comparaison entre les deux procédés usuels : réchauffage à vapeur et à circulation tubulaire. Description du système VASSILIEFF. Rappel des conditions techniques de cette opération. E. 4674 (◇).

Liants.

48-29. **Les possibilités d'utilisation des cendres légères comme matériau de construction** (Die Verwendungsmöglichkeiten von Flugasche als Baustoff). KORTH (H.); *Bauplan. Bautechn.*, All. (4 avr. 1949), vol. 3, n° 4, p. 125-132, fig. — Les cendres de lignite ayant la propriété de durcir lorsqu'on les met en contact avec l'eau, forment des liants utilisables dans le bâtiment. Avantages de ce produit et ses propriétés d'utilisation. Mortiers. Matériaux de construction pour murs, plafonds, bétons, coffrages, tuiles. Utilisation des cendres de lignite dans les constructions en béton armé. E. 6529 (◇).

Plâtre.

49-29. **Etude des variations de volume des plâtres pendant et après leur prise.** CHASSEVENT (L.); *Rev. Mat. Constr.*, éd. « C » (juin 1949), n° 405, p. 188-194, 5 fig., 11 réf. bibl. — Etude ayant pour but de mesurer les variations de volume des pâtes de plâtre et d'eau pendant et après leur durcissement et de l'action des divers facteurs sur ces variations. Considérations générales; mesures et calculs des variations de volume d'origine chimique tant absolues qu'apparentes. E. 6970 (◇).

50-29. **Détermination de la granulométrie des ciments** (Determinacion de la granulometria de los cementos). L'HOPITALIER (P.), MOMOT (Ch.); *Cemento-Hormigon*, Esp. (mai 1949), vol. 15, n° 182, p. 126-133, 8 fig. — Comparaison du turbidimètre de WAGNER et du fluorimètre de PEARSON et SILGH; leurs concordances, leurs divergences. Pour résoudre les différences entre les deux appareils, l'auteur a recours aux observations microscopiques. E. 6561 (◇).

Matériaux traités.

Agglomérés.

51-29. **Progrès dans la fabrication et la technique des blocs de maçonnerie en béton** (Developments in the manufacture and technology of concrete masonry units). EHLE (J. C.); *J. Amer. Concr. Inst.*, U. S. A. (avr. 1949), vol. 20, n° 8, p. 613-620. — Évolution de la fabrication mécanique des blocs de béton au point de vue du stockage des matériaux, de la préparation du mélange, du moulage (la vibration a remplacé le damage) de la cuisson (surtout vapeur vive à la pression atmosphérique). Contrôle de la qualité. Entretien du matériel de fabrication et de manutention. E. 6253 (◇).

Produits céramiques.

Briques.

52-29. **La brique.** BUTTERWORTH (B.). Éd. : Les Études des Composés Siliceux, Bruxelles, Belg. (avr. 1949), n° 3, 140 p., fig. (trad. de l'anglais par C. CAMERMAN). — Étude en 15 chapitres de la nature, de la fabrication, des propriétés de la brique. Résistance mécanique. Porosité et perméabilité. Résistance au gel. Sels et efflorescences. Action de l'eau. Briques et mortiers. Avenir de la brique. E. 7054 (◇).

53-29. **Avantages des briques de grandes dimensions pour le travail** (Arbeidstechnische voordelen van grotere steenformaten). SANDOR HEUSCHMIDT (I.); *Bouw.*, Pays-Bas (21 mai 1949), n° 21, p. 347-348, 3 fig. — La dimension de la brique normalement utilisée aux Pays-Bas, est de 22 x 11 x 5,5. Avec des briques plus grandes mais moins lourdes, rendement meilleur. Mais les expériences anglaises et allemandes concluent à une économie par emploi de briques maniables des deux mains, ou même par deux hommes. Choix des dimensions optima. E. 6404 (◇).

Verres.

54-29. **Verres architecturaux et éclairage naturel.** ESCHER-DESRIVIERES (J.); *Glaces Verres* (juin 1949), n° 102, p. 9-11, 5 fig. — Rappel des lois de la propagation de la lumière dans un milieu transparent : absorption lumineuse et réflexion superficielle. Caractéristiques spectrales d'un verre à vitre courant. Coefficient de transmission d'un vitrage pour la lumière naturelle. Diminution de la réflexion superficielle par vieillissement. Portes par réflexion pour les verres cathédrale. E. 6925.

55-29. **Portes en sécurité** (Securité-deuren). BOKS (J. W. C.); *Bouw*, Pays Bas (2 avr. 1949), n° 14, p. 211-213, 7 fig. — La difficulté dans l'agencement de ces portes réside dans l'encadrement

des panneaux de verre et dans les dispositifs d'ouverture et de fermeture qui doivent être de dimensions aussi restreintes que possibles pour des raisons d'esthétique. Dispositions adoptées à cet effet. E. 5927 (◇).

Matériaux à caractéristiques spéciales.

56-29. **Matériaux de construction légers** (Lightweight building materials). PARKER (T. W.); *Builder*, G. B. (1^{er} oct. 1948), n° 209, p. 393-394. — Étude et classification des matériaux légers pouvant être utilisés soit comme porteurs, soit comme revêtements sous forme de feuilles, soit comme remplissage de cavités. E. 6911. Traduction I. T. 209, 9 p. (◇).

**PEINTURES, PIGMENTS, VERNIS,
PRODUITS ANNEXES**

57-29. **Propriétés et possibilités d'application des huiles styrénisées.** MASEREEL (G.); *Chim. Peint.* (juin 1949), n° 6, p. 206, 208, 1 fig. — Propriétés particulières des huiles styrénisées (rapidité du séchage sans rivage, brossabilité, durabilité). Variation de ces propriétés en fonction des huiles et des pourcentages mis en œuvre. Le faible indice d'acide des huiles styrénisées nécessite pour certains pigments l'addition d'agents mouillants, leur haut indice de réfraction donne avec certains pigments un faible pouvoir couvrant. Applications des huiles styrénisées : amélioration des huiles de ricinène, peinture des navires et des constructions métalliques (rapidité de séchage). E. 6846 (◇).

58-29. **Un nouvel appareil pour la mesure directe de l'épaisseur des pellicules de peinture.** *Trav. Peint.* (juil. 1949), vol. 4, n° 7, p. 307-308, 3 fig. — Description et emploi d'un appareil qui permet de mesurer avec une précision de 2,5 centièmes de millimètre les épaisseurs des pellicules de peinture lorsque celles-ci viennent d'être appliquées et sont encore humides. E. 7035 (◇).

59-29. **La résistance aux intempéries de la peinture à l'huile.** *Construction*, Lausanne (juil. 1949), n° 7, p. 313-315. — Causes de détérioration des peintures à l'huile : 1° Celles qui sont le fait de l'huile (huiles trop jeunes, présence de térébenthine, de résines, de siccatif); 2° Celles qui sont le fait des pigments blancs; céruse (légère désaggrégation par les rayons ultra-violet, par contre, possibilité d'une addition de 20 % de craie séchée), blanc de zinc (absorbe les rayons ultra-violet, ceux-ci laissent le blanc de zinc intact), lithopone (utilisable seulement pour intérieur). E. 7117 (◇).

60-29. **Couleur et lumière dans les ateliers, facteurs importants du travail humain.** DERIBERE (M.); *Travail Méthodes* (mai 1949), n° 17, p. 22-29, 6 fig. — Bref examen des rapports entre l'éclairage et le travail humain et de ce qui est intitulé : la psychologie des couleurs. Étude des facteurs physiques de la couleur et en particulier du « facteur de réflexion ». Travaux effectués dans ce domaine en Amérique, en Angleterre et en France. Résultats pratiques sur l'utilisation des couleurs dans les ateliers et dans les bâtiments. E. 6784 (◇).

**ESSAIS ET MESURES, CORROSION,
STABILITÉ DES CONSTRUCTIONS**

Corrosion.

61-29. **Corrosions localisées par les courants vagabonds** — (Corrosioni localizzate de correnti vaganti). CARLEVARO (E.); *Energ. Elettr.*, Ital. (mai 1948), vol. 25, n° 5, p. 244, 245-248, 12 fig. — Risques de corrosion dans les tuyauteries enterrées transversalement aux rails des tramways. La densité de courant aux points les plus menacés est théoriquement du même ordre de grandeur qu'entre rails et tuyauteries parallèles, pour une même distance et un même diamètre; pratiquement elle est beaucoup plus grande. Ces corrosions sont très fréquentes, du fait qu'on adopte des diamètres et des écartements insuffisants. E. 6518 (◇).

62-29. **Les efflorescences attribuables aux liants hydrauliques.** CAMERMAN (C.). Conférence publiée dans : *Silicates Industriels* (1949), n° 1, 2, 3, 4, 5. — Éd. : Les Études des Composés Siliceux, Bruxelles, Belg., 1 broch., 61 p., fig. 11 réf. bibl. — Problème des efflorescences et rappel des études sur le sujet.

Observations d'efflorescences faites *in situ*. Résultats expérimentaux obtenus en construisant des massifs creux avec quatre sortes de briques et six sortes de liants hydrauliques, puis avec les mêmes briques et liants des murs d'essai. D'autres essais ont été faits avec des liants sur des vases poreux. Les efflorescences examinées ont été analysées et se sont révélées comme composées de sulfates alcalins. Explication du phénomène de formation des efflorescences; on l'attribue à l'attaque des silicates alcalins des briques par l'hydrate calcique résultant de la prise des liants. La chaux et la potasse produites se combinent au sulfate de chaux contenu dans la plupart des liants hydrauliques. Ces réactions suivies d'efflorescences ne se produisent que si l'on maçonner par période pluvieuse ou avec des matériaux très mouillés. Aptitude des liants aux efflorescences. Étude de l'action du chlorure de calcium. Conclusions pratiques. E. 6902 (◇).

LA CONSTRUCTION PROPREMENT DITE

INFRASTRUCTURE ET MAÇONNERIES

Infrastructure.

Aménagement du sol.

63-29. La silicatisation des terrains. DEBEQ (A.); *Chim. Industr.* (fév. 1949) vol. 61, n° 2, p. 144-145, 1 fig. — Exposé des procédés de traitement consistant à imperméabiliser et à durcir les sols par silicatisation. Procédés JOOSTEN, GAYARD, FRANÇOIS. Applications. E. 6986 (◇).

64-29. Application de l'électro-osmose à l'exécution de certains travaux en terrains aquifères. REMENIERAS (G.); *Mém. Trav. Soc. Hydrotechn. France* (La Houille Blanche) (1949) vol. 1, p. 63-74, 12 fig. — Mécanisme des phénomènes de l'électro-osmose et d'électrophorèse. Diverses théories, travaux de laboratoire de mécanique des sols de Zürich, théoriques et d'essais. Exemples d'application pratique du drainage électro-osmotique des sols à grains fins. E. 6852 (◇).

Terrassements.

65-29. Travaux en plongée dans le lac antérieur de Gosau (Taucherarbeiten am Vorderen Gosausee). HUTAREW (G.); *Schweiz. Bauztg.*, Suisse (28 mai 1949), n° 22, p. 310-313, 9 fig. — Description de la remise en état par un seul scaphandrier du couvercle obturateur d'une pompe d'épuisement, à une profondeur de 35 à 40 m et utilisation de la force ascensionnelle sur le lieu de l'installation. Montage et mode de travail. Progression des travaux. Comment s'est produite l'avarie et comment on y a remédié. La recherche de l'avarie a exigé 16 h de plongée. E. 6564 (◇).

66-29. La dilatation thermique électrique apporte une aide à la perforation du béton dur (Electric thermal expansion aids tough concrete drilling); *Constr. Methods.*, U. S. A. (avr. 1949), vol. 31, n° 4, p. 82-83. 86-87, 89, 16 fig. — Pour transformer une usine de guerre sans fenêtres en un garage d'autobus il a fallu percer 32 ouvertures dans des murs de béton épais et dur. L'opération a pu être menée à bien par un procédé nouveau recourant à la dilatation thermique électrique. E. 6709 (◇).

Fondations.

67-29. Calcul des poutres reposant sur le sol. (Le coefficient de raideur K du sol). BEER (E. E. de). Extrait des *Ann. Trav. Publ. Belg.* (juin, août, oct. et déc. 1948). Éd. : Imprimerie G. I. G., Bruxelles, Belg. (1948), 1 vol., 127 p., fig., 8 p. h. t. — Ouvrage réunissant la série d'articles publiés dans les *Annales des Travaux Publics de Belgique* de juin à déc. 1948, sur le problème des poutres reposant sur le sol. Rappel des anciennes méthodes de calcul basées sur un coefficient de raideur constant pour un sol donné. Nouvelle méthode basée sur une égale déformation de la poutre et du sol sous-jacent. On se donne arbitrairement une répartition des réactions et on la modifie par tâtonnement jusqu'à obtenir l'égalité des déformations du sol et de la poutre. Application à une plaque circulaire et à une poutre sollicitée par une charge centrée lorsque le sol a une élasticité constante et lorsque celle-ci varie avec la profondeur. Essais de contrôle réalisés. Conclusion en faveur de la répartition parabolique du 2° degré. E. 7001 (◇).

68-29. La construction sur les terrains miniers (Bauten im Bergsenkungsgebiet). WEDLER (D. B.), LUETKENS (V.). Éd. : Max Lipfert, Berlin, All. (1948), 1 vol., 100 p., nombr. fig. — Ouvrage relatif aux conséquences sur les bâtiments de surface, des tassements et affaissements résultant de l'exploitation des mines. Étude théorique et pratique proposant un certain nombre de solutions pratiques. Schémas et plans. E. 6821 (◇).

69-29. Fondations pour batardeau et captation des eaux à l'usine hydro-électrique du Rhône à Lavey (Die Fundationen für Stauwehr und Wasserfassung des Rhonekraftwerks Lavey). SPAENI (A.); *Schweiz. Bauztg.*, Suisse (26 mars 1949), n° 13, p. 184-188, 9 fig. — Dispositions particulières adoptées pour la mise en place des caissons en vue de ne pas interrompre le fonctionnement d'une usine voisine. Injections de ciment dans les joints sous une grande profondeur d'eau. Travaux préliminaires pour la captation des eaux; tracé du tunnel; caractéristiques du béton mis en œuvre; préparations; essais. Schémas comparatifs des batardeaux de RECKINGEN, RUPPERSWIL et LAVEY. E. 5921 (◇).

70-29. Vibrations des socles de machines (Vibrations of machine foundation). TOMASEK (A.); *Engineer*, G. B. (mars 1947), 9 p., 6 fig. — Étude théorique des oscillations dans les socles de machines montrant les principes à suivre pour l'érection des socles. Divers types de socles et matériaux à employer. E. 6987. Traduction S. N. C. F. 110-49 (◇).

Travaux préliminaires ou annexes.

71-29. Estimation de la force portante des pieux battus (Estimating bearing power of driven piles). MARQUADSEN (R. P. V.); *Concrete.*, U. S. A. (jan. 1949), vol. 57, n° 1, p. 40. — Exposé d'une méthode de prédétermination de la capacité portante d'un pieu battu à partir de la surface de la section transversale du périmètre de la pénétration du pieu, du frottement superficiel moyen unitaire de la capacité du sol à la base du pieu du facteur de sécurité désiré. E. 6383 (◇).

72-29. Une super-sonnette bat des super-pieux (Super rig drives super piles); *Constr. Methods.*, U. S. A. (avr. 1949), vol. 31, n° 4, p. 34-37, 11 fig. — La sonnette spécialement équipée pour ce travail de 27,50 m de haut est en acier soudé; elle permet de battre des pieux en H en acier et béton. Description de la sonnette et de sa mise en œuvre. Résultats obtenus sur des pieux battus dans le roc. E. 6709 (◇).

Agrégats, mortiers, bétons.

Béton (ordinaire).

73-29. Ciment et béton (Cement en beton). SCHARROO (P. W.). Éd. : L. J. Veen's Uitgeversmaatschappij N. V., Amsterdam (déc. 1946), 1 vol. 306 p., nombr. fig. — Étude historique et descriptive sur le ciment, le béton et leurs applications à travers les âges. Découvertes d'APSDIN et de JOHNSON, de MONIER et de HYATT. Étude des ciments et bétons spéciaux. De nombreuses gravures représentent le matériel anciennement utilisé. E. 6377 (◇).

74-29. Congrès de béton et de béton armé de l'Union (en russe). *Sbornik Roukov. Mater. Konsult. Stroil.*, U. R. S. S. (1948), n° 4, p. 19-22. — Le Congrès a eu lieu du 21 jan. au 2 fév. 1948 à Tiflis (500 participants, 70 rapports). Le Congrès a approuvé l'exécution de calculs suivant les méthodes des états-limites et la détermination par les méthodes statistique des coefficients de sécurité suivant : 1° Le tassement de la surcharge de calcul; 2° Le rapport des qualités de matériaux; 3° Les conditions de travail de la construction. Vœux du Congrès : réforme de la classification des ciments en raison de la multiplicité de leurs types : normalisation des calculs de dosage en vue d'économiser le ciment et l'eau de gâchage et remplacer les vides des agrégats; préparation des éprouvettes de béton sur le chantier et amélioration de la granulométrie du sable normal; classification des bétons d'après leur résistance et leur stabilité dans des conditions diverses; emploi de produits d'augmentation plastifiants et notamment d'acide sulfureux pour augmenter la plasticité des bétons et leur résistance au gel, sans diminuer leur résistance mécanique (addition jusqu'à 0,25 % du poids de ciment); développement d'emploi des bétons spéciaux : sous vide, vibré, précontraint et de leur combinaison; production massive de blocs de murs améliorés, d'éléments préfabriqués (poutres simples et précon-

traintes avec portées jusqu'à 7 m et dalles jusqu'à 4 m); production en série d'installations industrielles en éléments préfabriqués; mécanisation des chantiers et modernisation du matériel de levage. E. 4670 (◇).

75-29. **Etude des mélanges de béton au point de vue de leur teneur spécifique en ciment par la méthode du poids unitaire** (Design of concrete mixes for specific cement contents by unit weight method). WITHEY (N. H.); *Concrete*, U. S. A. (jan. 1949), vol. 57, n° 1, p. 32-35, 4 fig. — La méthode consiste à étudier les mélanges pour une seule teneur donnée en ciment. Bien que cette méthode semble à première vue très compliquée, elle n'en constitue pas moins une méthode rapide applicable sur le chantier où elle permet de réduire l'étude des mélanges à une question de quelques heures. E. 6383 (◇).

76-29. **Le contrôle de la qualité des bétons prêts à l'emploi** (Control of quality of ready-mixed concrete). WALKER (S.); *J. Amer. Concr. Inst.*, U. S. A. (avr. 1949), vol. 20, n° 8, p. 569-578. — Problèmes posés par le contrôle de la qualité des bétons préparés à l'avance, soit dans un poste central avec transport par wagonnet ou convoyeur, soit dans le wagonnet de transport (transit-mixed). Réglage de la teneur en eau; contrôle de la consistance, action mécanique du moyen de transport, contrôle de l'air entraîné. E. 6253 (◇).

77-29. **Composition des bétons. Mise au point de la question.** VALLETTE (R.). Edit. Centre Etudes Recherches Industr. Liants Hydraul. (mars 1949), n° 13, 15 p., 3 fig. — Dans cette brochure extraite d'un article de la « Revue des Matériaux de construction » (n° 402), résumé de l'exposé fait dans les *Annales de l'Institut Technique du Bâtiment et des Travaux Publics* où on montre que les compositions à minimum de sable constituent la granulométrie optimum. E. 6873 (◇).

78-29. **Propriétés du béton frais** (Den färska betongens gjutegenskaper). HALLSTROM (P.); *Betong*, Suède (1949), n° 3, p. 125-138, 1 pl. h. t. — Étude des propriétés qui influent sur la workabilité du béton, soit : la stabilité, la cohésion, la fluidité et la mobilité. Influence sur ces propriétés de la granulométrie des agrégats et de la floculation du béton. Procédés et agents permettant d'augmenter la floculation. E. 6910. Traduction I. T. 197, 15 p. (◇).

79-29. **La rhéologie du béton frais et la vibration.** L'HERMITE (R.); *Rev. Mat. Constr.*, éd. « C » (juin 1949), n° 405, p. 179-187, 12 fig. — Exposé des caractères rhéologiques du béton frais qui peuvent être déterminés par des mesures simples. Étude des phénomènes produits au cours de la vibration du béton. E. 6970 (◇).

80-29. **La détérioration du béton dans les constructions** (The deterioration of concrete in structures). LEA (F. M.), DAVEY (N.); *J. Inst. Civ. Engrs.*, Londres (mai 1949), vol. 32 n° 7, p. 248-275, 26 fig., 23 réf. bibl. — Causes internes de détérioration du béton : agrégats, ciment, air, eau; mouvements thermiques : retrait de séchage, mouillage. Causes externes de détérioration : gel, corrosion de l'armature, érosion, action de l'eau de mer, action des eaux séléneuses, attaque par les gaz acides, action atmosphérique, actions diverses. Notes générales sur la réparation des bétons : craquelures, apports de béton neuf. E. 6372 (◇).

81-29. **Détermination de la résistance du béton à l'aide d'essais de choc et de perforation** (Hallfasthetsbestämning hos betong medelst slagoch borrprov). FORSLIND (E.); *Svenska Forskningsinst. Cement Betong Kungl. Tekn. Hogskolan Stockholm*, Suède (1944), n° 2, 20 p., nombr. fig. 9 réf. bibl. — Compte rendu d'essais en vue de suppléer à l'insuffisance des essais BRINELL sur échantillons. Essais par choc; importance de la détermination du module d'élasticité. E. 5901 (◇).

82-29. **Un moule à coulissement continu** (A continuously-sliding mould). *Concr. Constr. Engng.*, Londres (mai 1949), vol. 44, n° 5, p. 159-160, 3 fig. — Description du procédé « Prometo » pour silos, réservoirs cylindriques, supprimant les échafaudages. Au fur et à mesure de l'avancement du travail, le moule métallique est relevé par glissement vers le haut. Il comporte une plateforme intérieure de travail, avec dispositif d'élévation du béton. Toutes les commandes (moule, grue, etc...) sont à pression d'huile. E. 6371 (◇).

Bétons spéciaux.

83-29. **Effet de l'entraînement d'air sur l'adhérence et la résistance du béton** (Effect of entraining air on the bond strength of concrete); *Concrete*, U. S. A. (jan. 1949), vol. 57, n° 1, p. 44-45. — Des essais comparatifs des pièces en béton

avec et sans entraînement d'air montrent que la résistance d'adhérence des pièces traitées par ce dernier procédé est légèrement réduite. Résultats et interprétation de ces essais. E. 6383 (◇).

84-29. **Essais du béton d'agrégats légers pour construction monolithique** (Tests of lightweight-aggregate concrete designed for monolithic construction). PRICE (W. H.), CORDON (W. A.); *J. Amer. Concr. Inst.*, U. S. A. (avr. 1949), vol. 20, n° 8, p. 581-600, 5 fig. — Caractéristiques et résultats d'essais de résistance d'isolation et de résistance aux intempéries, de 19 bétons préparés avec des agrégats légers : argiles expansées, pierre ponce, scories, laitiers, perlite, vermiculite, kieselguhr. Bibliographie. E. 6253 (◇).

85-29. **Qu'avons-nous appris au sujet des bétons avec entraînement d'air ?** (What have we learned about air-entraining concrete). BARBER (J. F.); *J. Amer. Concr. Inst.*, U. S. A. (avr. 1949), vol. 20, n° 8, p. 601-612, 21 réf. bibl. — Revue bibliographique sur les bétons avec entraînement d'air : agents utilisés, quantité d'air entraînée, effet de l'air sur la durabilité, la plasticité, l'aptitude au travail, la résistance mécanique, la résistance à l'abrasion et autres propriétés du béton. Effets des variations des teneurs en eau, ciment, sable, agrégat, de la durée de malaxage et de l'utilisation conjointe de chlorure de calcium. E. 6253 (◇).

86-29. **Béton à entraînement d'air. Inexactitude du terme américain « air-entrainment »** (Air-entrainment Beton med luftindblandingsmidler). HEILMANN (T.); *Beton-Teknik*, Danm. (avr. 1949), n° 1, p. 1-23, 11 fig. — Avantage du béton aéré : sa résistance au gel. Effet de l'incorporation d'air (5 % du volume en général) : meilleure workabilité, moindre ressuage en surface, mais moindre résistance (10 à 20 % plus faible). Influences de la durée du durcissement, du vibrage, de la température sur la teneur en air. Applications, contrôle, appareils de mesure. E. 6318 (◇).

Procédés de construction utilisant le béton.

Béton armé.

87-29. **Contribution à la détermination des dimensions économiques des poutres en T en ciment armé soumises à la flexion et au cisaillement** (Contributo alla determinazione delle dimensioni economiche delle travi a T in cemento armato soggette a flessione e taglio). MONTERISI (L.); *G. Gén. Civ.*, Ital. (mars 1949), fasc. 3, p. 119-131, 10 fig. — Examen des hypothèses faites par divers auteurs pour arriver à l'équation du prix de revient d'une poutre en T en ciment armé, et aux dimensions les plus économiques, et amélioration de celles de Berger, en ce qui concerne la quantité de fer nécessaire pour résister à la flexion et au cisaillement. De l'équation générale on déduit, par dérivation, une seconde équation donnant la hauteur la plus économique pour une largeur fixe ou variable. Exemples. E. 6381 (◇).

88-29. **Liaison du béton et du métal.** BRICE (L. P.); *Ann. Inst. Techn. Bât. Trav. Publ.* (mai 1949), n° 72, 20 p., 33 fig. — En première partie, étude théorique des conditions de liaison du béton et du métal dans trois hypothèses : a) Liaison élastique; b) Liaison par frottement; c) Liaison par butées successives. En seconde partie, exposé des expériences pour déterminer la répartition des contraintes dont il résulte que les trois phénomènes envisagés paraissent jouer successivement et dans l'ordre indiqué lorsque le déplacement relatif augmente. En troisième partie, examen du fonctionnement d'une poutre en béton armé, dont il résulte que le béton tendu intervient efficacement pour réduire la tension des armatures. E. 6828 (◇).

Béton précontraint.

89-29. **Les ponts en béton précontraint sur la Marne.** *Ann. Inst. Techn. Bât. Trav. Publ.* (mai 1949), n° 75, 4 p., 6 fig. — Compte rendu de la visite de chantiers des 22 avr. et 20 mai 1949 où furent présentés les ponts de 74 m de portée en béton précontraint, en construction sur la Marne dans la région de Meaux; 5 ponts sont fabriqués en série et montés successivement. E. 6830 (◇).

90-29. **La reconstruction en béton précontraint sur place du pont Fishtoft (Angleterre).** *Techn. Trav.* (mai-juin 1949), n° 5-6, p. 157-160, 13 fig. — Description des travaux de construction d'un pont-route de 22,55 m de portée à 5 poutres de 1,27 m de hauteur construites sur cintre. Précontrainte sur place après obtention d'une résistance de 422 kg/cm² pour le béton. E. 6876 (◇).

91-29. Contribution au calcul de poutres en béton précontraint. LIPSKI (A.); *Techn. Trav.* (mai-juin 1949), n° 5-6, p. 186-192, 18 fig. — Exposé d'une méthode rapide et générale de vérification des tensions normales (section droite) et de recherches de la position et de l'importance des câbles. Exemple d'application. E. 6876 (◇).

92-29. Les journées internationales de la précontrainte. SOULASSOL (J.); *Monit. Trav. Publ. Bât.* (16 juil. 1949), n° 29, p. 5, 7, 2 fig. — Début d'une série d'articles sur le béton précontraint. Considérations théoriques générales sur les systèmes précontraints. E. 7037 (◇).

93-29. Les principes et la pratique du béton précontraint (Principles and practice of prestressed concrete). ABELES (P. W.). Edit.: Crosby Lockwood and Son, Ltd., Londres (1949), 1 vol. 109 p., nombr. fig. — 64 réf. bibl. — Étude du béton précontraint. Description et calcul de différentes méthodes pour donner la précontrainte au béton ordinaire. Exemples et description d'ouvrages effectués. Mention de la méthode de FREYSINET. Tableaux et abaques. E. 6791 (◇).

94-29. Le calcul des extrémités des poutres en béton précontraint (Design of the ends of prestressed concrete beams). MAGNEL (G.); *Concr. Constr. Engng.*, Londres (mai 1949), vol. 44, n° 5, p. 141-148, 8 fig. — En remplacement de la formule antérieure conduisant à des efforts exagérés, nouvelle formule améliorée, permettant une connaissance plus précise de la répartition des contraintes. Comparaison des contraintes calculées et réelles dans deux cas d'essais de résistance sur deux poutres précontraintes. La formule sans être parfaite conduit à un facteur de sécurité d'au moins 2, qui semble suffisant. E. 6371 (◇).

95-29. Reconstruction d'un entrepôt au Gladstone Dock, Liverpool (Reconstruction of warehouse at Gladstone dock, Liverpool). *Concr. Constr. Engng.*, Londres (mai 1949), vol. 44, n° 5, p. 149-154, 7 fig. — Détails d'exécution des bâtiments, chacun de 100 m de long., à 2 étages : poutres principales de 15 m de portée, moulées sur place, supportant des poutres secondaires en béton précontraint préfabriquées, de 7,5 m de portée, à assemblage latéral sur des poutres principales; dallage en béton avec double armature en treillis métallique, poutres de façade en éléments préfabriqués, toiture plate en béton avec revêtement asphalte. E. 6371 (◇).

96-29. Expériences comparatives sur une poutre en béton armé précontraint et sur une poutre en béton armé avec fils d'acier à limite élastique élevée (Esperienze comparative su una trave in calcestruzzo armato precompresso e su una trave in calcestruzzo armato con fili di acciaio ad alto limite elastico). RINALDI (G.), *G. Gén. Civ.*, Ital. (mars 1949), fasc. 3, p. 109-115, 12 fig. — Résultats d'essais sous charge, jusqu'à rupture complète de deux poutres de 4 m de portée, de section allégée de 30 × 15 cm, en profil rectangulaire ou en double T, l'une avec deux logements pour câbles de précontrainte, l'autre avec fils d'acier noyés dans la masse sans précontrainte. Les fissures apparaissent plus rapidement dans la seconde poutre. E. 6381 (◇).

97-29. Exposé d'ensemble de l'idée de précontrainte. FREYSINET (E.); *Ann. Inst. Techn. B. T. P.* (juin 1949), n° 77, 52 p., nombr. fig. — Rappel du développement de l'idée de précontrainte. Exposé de la théorie générale et des possibilités d'application aux matériaux continus (ou plastiques) et discontinus (ou fragiles). Différents modes de mise en œuvre de la précontrainte; commentaires. Nombreux exemples d'application récente dans divers domaines. E. 7056 (◇).

CHARPENTES, MENUISERIE, SERRURERIE

Travail du bois.

98-29. La protection des joints circulaires fendus contre la corrosion (The protection of splitting connectors against corrosion). WHITTINGTON (B.); *J. Counc. Sci. Industr. Res.*, Austral. (août 1944), vol. 17, n° 3 (Div. Forest Prod. n° 86), 6 p., 4 fig. — Compte rendu d'essais poursuivis pendant 5 ans sur seize différents procédés de protection contre la corrosion de joints circulaires fendus pour les charpentes en bois. Bagues avec différentes couches de protection fixées sur bois vert et contrôlées pendant 5 ans. Les bagues les plus résistantes ont été celles galvanisées dans un bain chaud de zinc. E. 6437 (◇).

99-29. Une méthode simple pour les essais de traction dans les pièces collées (A simple method of testing glue lines in tension). RUDKIN (A. W.); *J. Counc. Sci. Industr. Res.*, G. B. (nov. 1947), vol. 20, n° 4 (Div. Forest Prod. n° 102), 11 p., 10 fig.

— Description de l'appareillage. Résultats des essais sur les efforts normaux et le cisaillement du ciment aggloméré à la caséine, au caoutchouc, à la résine phénolique. E. 6442 (◇).

Travail des métaux.

Soudure.

100-29. Les soudures. Technique, métallurgie, contrôle des soudures. SEFERIAN (D.). Edit.: Sfelt. Paris (1948), 256 p., 210 fig., 22 réf. bibl. — Technique du soudage oxyacétylénique : matières premières, outillage, méthodes. Technique du soudage à l'arc, postes de soudage, électrodes, méthodes. Métallurgie et soudabilité des métaux et alliages. Propriétés et contrôle des soudures. Défauts. Essais. Technique et métallurgie de l'oxycoupage. Brasage et soudobrasage. Soudage des matières plastiques. E. 6009, 345 (●).

101-29. Les électrodes et leurs caractéristiques (Electrodes and their characteristics). SJÖMAN (P.); *Esab-Rev.* (1948), n° 1, p. 2-8; n° 2, p. 1-14, 19 fig. — Tableau classant les électrodes au point de vue de leur aptitude au soudage et du métal déposé, suivant leur type. Explications pour chaque type et domaines d'emploi. E. 6009, 216 (●).

102-29. La technique de l'emploi simultané de l'acier soudé et du soudage en construction mixte. GERBEAUX (H.); *Coul. Tec. Conn.* (sep.-oct. 1948), vol. 2, n° 9-10, p. 184-200, 43 fig. — Possibilité de souder les aciers moulés, dont le Centre Technique de la Fonderie prépare les caractéristiques avec l'Office Central de la Soudure. Incorporation aux ensembles laminés d'éléments moulés sains. Exemples de réalisation. E. 6009, 64 (●).

103-29. La position actuelle des tensions résiduelles en construction soudée. WECK (R.); *Rev. Soud.* (1948), vol. 4, n° 3, p. 149-158, 29 réf. bibl. — Point des connaissances actuelles dans le domaine des tensions résiduelles. Types de rupture. Effet sur la résistance à la fatigue. Influence sur la durée des constructions. Effet du recuit de détente. E. 6009, 246 (●).

104-29. La fracture des tôles d'acier doux (The fracture of mild steel plate). TIPPER (C. F. E.); *Com. Soud. Amir.* (Admiralty Ship Welding Comm.), H. M. S. O., Londres (1948), n° R3, 82 p., 115 fig., 83 réf. bibl. — Ce rapport du Comité de soudure de l'Amirauté examine les aciers utilisés en construction navale et des tôles rompues en service. Description des fractures observées, des expériences tendant à les reproduire en laboratoire, mise au point d'essai sur éprouvette entaillée. Comparaison d'essais. Corrélations diverses. Influence d'entaillage, etc. E. 6009, 359 (●).

Charpente en fer.

105-29. Les bases des contraintes admissibles dans les constructions métalliques. Danger de rupture par effort statique et par fatigue. Stabilité au flambage. Contraintes admissibles. Coefficients de sécurité. Progrès. Considérations finales. ROS (M.); *Ann. Inst. Techn. B. T. P.* (juin 1949), n° 78, 44 p., 104 fig. — Exposé des progrès accomplis dans le domaine de la construction métallique en Suisse. Travaux du Laboratoire Fédéral d'Essais des Matériaux de Zürich (L. F. E. M.). Généralisation de la théorie de MOHR. Application aux assemblages rivés et soudés, au flambement des pièces à treillis, au flambement en domaine plastique. Bilan des progrès depuis 1892. E. 7057 (◇).

106-29. Moyens d'assemblage des constructions métalliques. *Ann. Inst. Techn. B. T. P.* (juin 1949), n° 79, 28 p., 46 fig. — Cette deuxième partie du manuel de la construction métallique est consacrée au soudage. Notions fondamentales sur le soudage concernant la production de chaleur, les procédés de soudage, la métallurgie du soudage et la soudabilité des aciers de construction. Préparation des pièces, équipement, soudage proprement dit, traitements auxiliaires. Exposé du calcul des soudures en application des règles CM 1946, avec exemples numériques. E. 7058 (◇).

Couverture, Étanchéité, Achèvement.

Couverture.

107-29. L'étanchéité de la toiture de l'usine hydroélectrique de Génissiat. *Génie Civ.* (15 juil. 1949), t. 126, n° 14, p. 271, 2 fig. — Description du dispositif Rubéroïd adopté pour l'étanchéité de la toiture à l'usine de Génissiat. E. 7074 (◇).

108-29. **Le mastic bitumineux pour toitures** (en russe). *Sbornik Roukov. Mater. Konsult. Stroït.*, U. R. S. S. (1948), n° 3, p. 26-28 3 fig. — Commentaire de la norme FOCT 2889-47 du Ministère des Matériaux de Constructions. Définition de la masse collante, prescription relative à l'emploi exclusif de dérivés du pétrole avec addition de poussière ou de fibres. Qualités exigées de chacun des trois types de mastic autorisés. Transport, réception, épreuves. Tableau d'utilisation de divers mastics selon l'inclinaison de la toiture et les régions géographiques. E. 4671 (◇).

Travaux de peinture.

109-29. **Peindre les ateliers et les usines.** MARGIVAL (F.); *Trav. Peint.* (juil. 1949), vol. 4, n° 7, p. 311-312. — Examen des différents genres de travaux de peinture à prévoir dans les usines : peinture des parois diffusantes; badigeon des vitrages; peinture des canalisations; peinture des machines et ustensiles divers. E. 7035 (◇).

Papiers peints.

110-29. **L'emploi des colles neutres pour l'application des papiers peints.** *Trav. Peint.* (juin 1949), vol. 4, n° 6 p. 272. — Nécessité d'utiliser des colles rigoureusement neutres pour la pose des papiers peints. En particulier l'alcalinité, décelée au papier de tournesol, altère les couleurs et le papier lui-même. Les applicateurs doivent se méfier des colles à base de soude ayant jusqu'à 2,5 % d'alcalinité actuellement mises en vente sur le marché français. E. 6778 (◇).

PRÉFABRICATION

111-29. **L'utilisation d'éléments en béton préfabriqués simplifie la construction des ouvrages maritimes de la côte occidentale des U. S. A.** (Precast concrete units simplify construction of west coast marine structures). GERWICK (B. C.); *Civ. Engng.*, U. S. A. (août 1948), vol. 18, n° 8, p. 46-50, 84, 11 fig. — L'adoption de ce mode de construction a été motivée par les avantages économiques. Le chantier de moulage des éléments en béton a été établi à Petaluma en Californie à 35 km de la côte; il est desservi par une voie de chemin de fer. Sur ce chantier ont été exécutés des pieux en béton, des dalles, des poutres pour la construction de plusieurs quais. Description de l'installation; matériel. E. 6197 (◇).

112-29. **Construction en béton préfabriqué pour tranchées en terrain crayeux** (Precast concrete construction in chalk cuttings). *Conc. Constr. Engng.*, G. B. (juin 1949), vol. 44, n° 6, p. 187-191, 7 fig. — Des blocs et piliers préfabriqués en béton ont été utilisés pour protéger les pentes d'une tranchée de chemin de fer. Caractéristiques des blocs et composition du béton employé. Exemples à Sutton et à Merstham. E. 6726 (◇).

113-29. **Nouveaux systèmes de construction en Allemagne** (Nieuwe Duitse bouwsystemen). *Bouw.*, Pays-Bas (21 mai 1949), n° 21, p. 342-346, 7 fig. — La Fertighaus G. m. b. H. construit en 3 j. des maisons préfabriquées de 60 m². Étude de différents systèmes de montage utilisés en Allemagne. Plans et élévations de maisons préfabriquées. Construction caractérisée par la légèreté et l'emploi du bois. E. 6404 (◇).

114-29. **Prescriptions techniques provisoires pour les pièces détachées des maisons à ossature en bois préfabriquées** (en russe). *Sbornik Roukov. Mater. Konsult. Stroït.*, U. R. S. S. (1948), n° 4, p. 6-9, 3 fig. — Commentaires sur texte officiel (TV-51-48). — Les formes et les dimensions doivent correspondre exactement aux projets-types. Tolérances. Pièces détachées, groupées par catégories. Matériaux et qualités des pièces. Tableau des défauts et des tolérances. Pièces détachées. Marquage, conservation, emballage, transport, réception. E. 4670 (◇).

INSTALLATIONS ANNEXES

PLOMBERIE SANITAIRE

115-29. **La plomberie** (Plumbing). BLAKE (E. G.), Édité : *Techn. Press Ltd.*, G. B. (1948), 1 vol. 336 p., nombr. fig. — Traité didactique de plomberie comprenant des chapitres sur la vidange des eaux ménagères et les systèmes de ventilation et de distribution d'eau chaude. E. 6906 (◇).

116-29. **Recueil de données pour travaux d'entreprises industrielles** (en russe). *Sbornik Roukov. Mater. Konsult. Stroït.* (1948), n° 2, p. 7-12. — Commentaire anonyme du règlement du 1^{er} oct. 1947. Recueil de consultation. Ce règlement s'applique aux locaux administratifs, locaux aménagés et aux dispensaires. Insonorisation : surfaces et éclairage nécessaires. Interdiction du chauffage à vapeur. Prescriptions relatives aux installations sanitaires, réfectoires, etc... Indications particulières au sujet des industries dangereuses. Locaux d'attente, de réception, d'examen, de soins. Alimentation en eau et chauffage. E. 4672 (◇).

117-29. **La normalisation des canalisations d'eau.** BOURCIER (L.); *Chaud-Froid* (mai 1949), n° 29, p. 57, 59, 61, 2 fig. — Difficultés pour utiliser une formule pratique tirée du calcul des probabilités dans un cas complexe d'alimentation en eau comportant des appareils et des installations variés. Comparaison des résultats calculés d'après la formule indiquée dans la norme et d'après une formule proposée par M. DUBIN. Un certain équilibre dans l'alimentation des divers appareils peut être obtenu par un choix judicieux des robinets de puisage. Influence de la vie de l'immeuble sur la simultanéité des puisages. E. 6454 (◇).

118-29. **Réfectoires, bains-douches et installations annexes pour le personnel des entreprises.** NOVGORODSKY (L.); *Techn. Trav.* (mai-juin 1949), n° 5-6, p. 147-153, 14 fig. — Exposé des principales prescriptions du règlement belge relatif aux installations sanitaires dans les services et établissements publics, les entreprises industrielles et commerciales. Exemples d'application dans différentes usines belges. E. 6876 (◇).

CLIMATISATION

Théories et techniques générales.

119-29. **Thermodynamique.** MONTEIL (C.); *Mécanique Chaleur* (mai 1949), p. B 50-1-B 70-16, nombr. fig. — Éd. Soc. Techniques de l'Ingénieur, Paris. — Généralités sur les transformations. Le principe de l'équivalence. Les gaz parfaits. Le principe de CARNOT (Clausius). La vapeur d'eau saturée, les tables de KOCH. La vapeur d'eau surchauffée. Représentation du graphique enthalpie et du graphique volume spécifique. Le diagramme entropique ST pour l'eau. Diagramme de MOLLIER. Cycle de RANKINE pour l'eau. Application des deux principes de la thermodynamique aux machines frigorifiques. Pompe à chaleur. E. 6492 (◇).

120-29. **L'économie de l'habitation et le prix de revient du chauffage** (The economics of housing and heating costs). CLAY (W.); *Univ. Illinois Bull.*, U. S. A. (7 avr. 1948), vol. 45, n° 48, p. 128-137, 4 fig. — Il est plus économique d'assurer une bonne isolation thermique que d'avoir recours à des installations de chauffage compliquées et à des combustibles d'un prix élevé. L'isolation permettra de réaliser des économies de combustible. Dangers d'incendie. Prix de revient d'une installation de chauffage. Calcul de l'appareil de chauffage. Exemples d'économies réalisées sur le combustible. E. 6512 (◇).

121-29. **Chaleur à faible potentiel** (Calore a basso potenziale). SANTAGOSTINO (M.); *Installatore*, Ital. (jan. 1949), n° 1, p. 18-20, 5 fig. — Il se perd beaucoup de chaleur dans les installations ordinaires de condensation et l'eau condensée trop chaude est d'un pompage difficile. Utilisation de la réévaporation partielle des eaux de condensation, grâce à l'addition d'un purgeur à flotteur pour les eaux de condensation, et d'un petit récipient de réévaporation en tôle. Deux schémas d'installation, dont l'un avec petite chaudière auxiliaire utilisée quand les bureaux sont fermés. Exemples et calcul de l'économie réalisée. E. 6684 (◇).

122-29. **La vapeur haute pression.** EURIAT (R.); *Chaud-Froid* (juin 1949), n° 30, p. 41, 43, 45, 47, 49, 51, 8 fig. — Choix des appareils, précautions contre les effets de la dilatation, la sortie de l'eau condensée, les purgeurs à tiroir, purgeurs à dilatation, purgeurs à flotteurs. Retours, clapets de retenue, retours secs, retours noyés, reprises de pente. Étude du cas de plusieurs chaudières. Choix du type de chaudière. Vapeur détendue. Vapeur d'échappement, vapeur sous vide. Chauffages industriels : buanderies, étuves, séchoirs, cuves, machines à laver, cuisines. E. 6796 (◇).

123-29. **Economie de chaleur dans les distributions d'eau chaude.** BOURCIER (L.); *Chaud-Froid* (juin 1949), n° 30, p. 53, 55, 57, 7 fig. — Boucles de circulation d'eau chaude. Exemples d'applications. Distributions par canalisations séparées. E. 6796 (◇).

124-29. Les appareils de chauffage domestique poly-combustibles. CRESPI (S.); *Chaud-Froid* (juil. 1949), n° 31, p. 3, 5, 7, 9, 11, 9 fig. — Rappel de la création de la marque NF-UFACD pour les poêles donnant satisfaction à des essais rigoureusement contrôlés. La nécessité d'utiliser les charbons flambants du Bassin de Lorraine. Les flambants maigres, les flambants gras. Le problème de leur combustion. Description d'appareils répondant aux conditions requises. E. 7081 (◇).

125-29. Articles présentés à la 7^e Réunion sur l'utilisation du charbon (17-19 sep. 1946) (Papers presented at the seventh short course in coal utilization, september 17-19 1946). *Univ. Illinois Bull.*, U. S. A. (7 avr. 1948), vol. 45, n° 48, 192 p., fig. — Les vingt articles reproduits traitent de la production et de la préparation du charbon, de la lutte contre les fumées, des facilités de stockage du charbon, de la manutention mécanique, du chauffage des maisons et de son prix de revient, de la production d'eau chaude et des questions commerciales relatives au charbon. E. 6512 (◇).

126-29. Ce que les architectes et les constructeurs devraient savoir au sujet des silos à charbon (What architects and builders should know about coal bins). HARDY (C. F.); *Univ. Illinois Bull.*, U. S. A. (7 avr. 1948), vol. 45, n° 48, p. 29-35. — Malgré la tendance actuelle à l'emploi d'autres combustibles le charbon sera encore longtemps utilisé aux Etats-Unis pour le chauffage des habitations. L'architecte doit donc prévoir des dispositifs permettant un stockage pratique du charbon. Les silos ou soutes doivent être facilement accessibles, se trouver à proximité du foyer qui utilise le charbon, et être étanches à la poussière et autant que possible à distribution automatique. E. 6512 (◇).

127-29. Ce qu'il faut faire et ne pas faire en chauffage automatique au mazout. Tuyauterie de mazout. ARNAUD (H.); DECKER (A.); *Chaud-Froid* (juin 1949), n° 30, p. 19, 21, 2 fig. — Raccordement du brûleur au réservoir directement ou par l'intermédiaire d'une nourrice, systèmes à un ou deux tuyaux. Alimentation par nourrice. E. 6796 (◇).

128-29. Ce qu'il faut faire et ne pas faire en chauffage automatique au mazout. Les chaudières. ARNAUD (H.); DECKER (A.); *Chaud-Froid* (juil. 1949), n° 31, p. 35, 37, 5 fig. — Conditions techniques imposées aux chaudières. E. 7081 (◇).

129-29. Le chauffage central au gaz de ville des locaux domestiques. Possibilités et avantages du gaz. PEYRICHOU (E.); *Chaud-Froid* (juil. 1949), n° 31, p. 13, 15, 17, 19, 21, 6 fig. — Rappel des avantages du gaz pour le chauffage des locaux. Remarques générales sur la puissance que doit posséder l'installation, compte tenu de l'intermittence du chauffage. Conditions que doivent remplir les radiateurs, les chaudières. L'estampille de qualité NF ATG. Organes annexes. Régulation, réglage, appareils de sécurité. E. 7081 (◇).

130-29. Le chauffage par rayonnement. Calcul des déperditions de chaleur. CHASSEREAU (R.); *Chaud-Froid* (juin 1949), n° 30, p. 27, 29, 31, 3 fig. — Exposé et critique des différentes méthodes (anglaises, américaines et allemandes) de calcul utilisées pour la détermination des déperditions de chaleur en régime correspondant au chauffage par rayonnement; exemple d'application. Détermination des températures moyennes superficielles des panneaux. E. 6796 (◇).

131-29. Le chauffage par rayonnement (Radiant heating). HACQUEBART (P. G.); *Univ. Illinois Bull.*, U. S. A. (7 avr. 1948), vol. 45, n° 48, p. 122-127. — Après un rappel des différentes sortes de chauffage par conduction, par contact, par rayonnement, on s'étend plus spécialement sur ce dernier. Bref historique et exposé du cas du chauffage par rayonnement des maisons d'habitation; des appartements, des locaux commerciaux, des lieux publics et des bâtiments industriels. Pour plus de détail, renvoi aux bulletins techniques publiés par l'Université d'Illinois et à diverses autres publications : « Heating, Ventilating and Air Conditioning Guide », « Heating Journal », etc... E. 6512 (◇).

132-29. Régulation automatique. LIEBAUT (A.); *Mécanique Chaleur* (mai 1949), p. B 90-1-B 90-5, 11 fig. Éd. : Soc. Techniques de l'Ingénieur, Paris. — Théorie générale de la régulation. Définitions relatives aux systèmes réglés. Différents modes de régulation. Comparaison des prix. E. 6492 (◇).

133-29. Régulation électronique de la température (Electronic temperature control). CLAY (H. B.); *Industr. Heat Engr.*, G. B. (mai 1949), vol. 11, n° 47, p. 80-84, 10 fig. (tiré de *Electr. Manuf.*, U. S. A., déc. 1948). — Application de l'électronique au conditionnement d'air. Le contrôle de la température est basé sur un montage « en pont » en courant alternatif. Trois des bras du pont sont constitués par des résistances ayant des valeurs données, le quatrième est variable, c'est en général un thermostat

composé d'un enroulement de fil sensible à la température. La tension résultante est ensuite amplifiée de façon à actionner un moteur monophasé pseudo-diphase. Le moteur agit sur une vanne pour régler la température, et il agit sur le bras du potentiomètre pour ramener la tension à zéro. E. 6545 (◇).

134-29. La protection contre la chaleur et l'humidité dans le bâtiment (Wärmeschutz und Feuchtigkeitsschutz im Hochbau). SAUTTER (L.). Éd. : Max Lipfert, Berlin W 8 (1948), 1 vol. 279 p., nombr. fig., 193 réf. bibl. — Importance de l'isolement contre le froid et l'humidité. Définitions et valeurs des constantes. Calcul des déperditions de chaleur. L'eau de condensation. Passage de l'air à travers les éléments de construction. Influence du climat. Normes pour l'exécution de l'isolement. Exemples. Étude très minutieuse, permettant les calculs d'isolation pour une multitude de formes de construction. E. 6820 (◇).

135-29. Fibres minérales artificielles pour l'isolation thermique. Matières premières, élaboration, propriétés isolantes (Künstliche Mineralfasern für Wärmeschutzzwecke. Rohstoffe, Herstellung, Wärmeschutzeigenschaften). SEIFERT (K.); *V. D. I., All.* (1^{er} avr. 1949), vol. 91, n° 7, p. 149-153, 9 fig. — Fibres artificielles utilisées pour l'isolation thermique des poêles, chaudières, etc. : laines de laitier, de verre et de pierre. Importance de leur forme. Étude des matières premières au point de vue de leurs propriétés physiques et chimiques. Procédés de fabrication. Propriétés isolantes. Diagramme et tableaux de conductibilité thermique. E. 6000 (◇).

136-29. L'isolation. DAVAL (R.); *Mécanique Chaleur* (mai 1949) p. B 540-1-B 540-14, fig., 5 réf. bibl. Éd. : Soc. Techniques de l'Ingénieur, Paris. — Isolation thermique. Matériaux calorifuges. Épaisseurs les plus pratiques. Transmissions de chaleur, par conduction et convection. Facteurs économiques. Essais, vérifications. Isolation antivibratoire. Équations du mouvement. Fréquences propres du sol. Influence du rapport des masses sur les coefficients de transmission. Isolation antivibratoire des machines. Isolation sonore. Seuil physiologique. Intensité en décibels des différentes sources de bruit. Fréquences propres minima pour une fondation non isolée. E. 6492 (◇).

Le chauffage.

137-29. Chauffage central. GIBLIN (R.), MISSENAUD (A.) *Mécanique Chaleur* (mai 1949), p. B 150-1-B 210-16, nombr. fig. Éd. : Soc. Techniques de l'Ingénieur, Paris. — Généralités, physiologie du chauffage, température de base, technique chauffage. Description des différents modes de chauffage. Lois d'écoulement des fluides. Lois de la transmission de la chaleur. Calculs des déperditions. Émission de la chaleur. Distribution. Calcul d'un réseau. Production, générateurs, chaufferies, rendements. Exemple. Choix d'un système de chauffage. Tableaux divers. E. 6492 (◇).

138-29. Chaudières, foyers et chaufferies. LAMOUCHÉ (H.); *Mécanique Chaleur* (mai 1949), p. B 120-1, B 120-6, B 120-a-B 120-c, B 130-1-B 130-4, nombr. fig., 6 réf. bibl., p. B 120-16. Éd. : Soc. Techniques de l'Ingénieur, Paris. — Chaudières et foyers. Chaudières courantes. Chaudières à rayonnement, chaudières spéciales. Appareils accessoires. Foyers. Tirage, ramonage, contrôle de chauffe. Choix, entretien, prix. Chaufferies, bâtiments, manutention du combustible, enlèvement des mâchefers, eaux d'alimentation, services annexes. E. 6492 (◇).

139-29. Écoulement laminaire ou turbulent dans les radiateurs ? (Laminare oder turbulente Strömung bei Wärmeaustauschern ?). KÜHNE (H.); *V. D. I., All.* (1^{er} avr. 1949), vol. 91, n° 7, p. 154-156, 3 réf. bibl. — Dans des conditions d'emploi déterminées (quantité de fluide, température d'entrée et de sortie, perte de pression), l'efficacité maximum d'un radiateur dans le cas de l'écoulement longitudinal du fluide en régime turbulent est atteinte lorsque ce fluide s'écoule à sa vitesse critique. Détermination : 1° du diamètre minimum correspondant à ce régime; 2° du diamètre à partir duquel l'écoulement en régime laminaire devient plus avantageux que l'écoulement en régime turbulent; 3° du diamètre pour l'écoulement transversal des gaz. E. 6000 (◇).

140-29. Le chauffage des grands espaces. MICHAUD (J.); *Equi. Techn.* (juin 1949), n° 20, p. 3, 5, 7, 3 fig. — Après rappel du chauffage des grands espaces par panneaux de sol et de plafond il est donné quelques détails sur le chauffage par aérothermes, particulièrement ceux à soufflage horizontal avec reprise au sol, alimentation en combustible. E. 7041 (◇).

141-29. Chauffage industriel à eau chaude sous pression. SAINT-MARTIN (R. de); *Mécanique Chaleur* (mai 1949), p. B 220-1-B 220-4, 10 fig. Éd. : Soc. Techniques de l'Ingénieur,

Paris. — Critique de la haute pression, principe du chauffage par eau chaude sous pression, réglage précis de la température, production de force motrice, accumulation. Réalisation d'une installation. Conclusions. E. 6492 (♦).

142-29. **L'emploi de la vapeur pour le chauffage des locaux. II.** (The use of steam for space heating. II). GOLCH (D. P.), *Industr. Heat. Engr.*, G. B. (mai 1949), vol. 11, n° 47, p. 94-95, 102, 1 fig. — Rappel du mécanisme de la transmission de chaleur et des déperditions calorifiques, exposé du cas d'un petit bâtiment d'usine de 61 m sur 30,50 m; étude du chauffage par trois modes de construction différents : construction ancienne datant de 1900, construction datant de 1940 ou 1942 et enfin construction du même type que la précédente, mais avec précautions spéciales prises pour réduire au minimum les déperditions. Comparaison des résultats de calcul. E. 6545 (♦).

143-29. **Réglage des installations de chauffage à la vapeur à l'aide de soupapes fonctionnant à intervalles déterminés** (Regelung von Dampfheizungen mittels Zeitschaltventil). PIEPER (P.), *Ges. Ing.*, All. (mars 1949), n° 5-6, p. 97-102, 7 fig. — Une soupape à commande électromagnétique actionnée par un mouvement d'horlogerie ouvre périodiquement le passage à la vapeur, de 1 à 10 fois par heure pendant des durées de 5 à 6 mn. Graphiques des variations corrélatives de température (radiateur, locaux chauffés). Consommation de vapeur avec ou sans fonctionnement des soupapes. Avantages et inconvénients des divers systèmes de réglage; celui décrit convient particulièrement aux vastes locaux (usines). E. 5847 (♦).

144-29. **Remèdes aux difficultés de chauffage par l'air chaud à circulation forcée** (Correcting forced warm air heating difficulties). NORRIS (J. W.), *Univ. Illinois Bull.*, U. S. A. (7 avr. 1948), vol. 45, n° 48, p. 106-116. — Rappel des principes de chauffage à l'air chaud à circulation forcée. Le milieu chauffant doit circuler d'une façon continue lorsqu'on a besoin de chaleur, d'où la nécessité de régler le ventilateur de soufflage, en général dans le but de ralentir le soufflage. La vitesse du ventilateur importe plus que la dimension des tuyauteries. E. 6512 (♦).

145-29. **La pompe de chaleur. Étude de la terre comme source de chaleur** (The heat pump. How to analyse earth as a heat source). *Heat., Pip. Air Condition*, U. S. A. (1948), n° 3, 82 p. — Étude du comportement de la terre au contact d'une source de chaleur en vue de l'utiliser pour l'emménagement de la chaleur solaire. L'expérience montre que la chute de température dans une masse de terre au contact d'une paroi chaude est rapide à son voisinage et très peu sensible au delà (pas de régime permanent). Formules de Schack pour le calcul de la température en un point de la terre en fonction de plusieurs données, et à l'aide de la fonction de Gauss, en supposant que l'humidité du sol soit constante, ce qui n'est pas le cas en général dans la pratique. E. 5847, p. 103 (résumé en all. : 1 p.).

146-29. **Visite des installations chauffées par thermopompage.** OSTERTAG (M. A.), *Rev. Gén. Froid* (janv. 1949), n° 1, p. 35-40, 13 fig. — Rappel du principe de thermopompage. Description des installations de Zürich à l'Hôtel de Ville et dans une piscine. E. 7070 E. D. F., p. 94 (■).

147-29. **Chauffage et rafraîchissement combinés des habitations.** BOILEAU (C.). Éd. : DUNOD, Paris-VI, 2^e éd. (1949), 1 vol., 201 p., fig. — Ouvrage consacré à la production et à l'utilisation alternée de la chaleur et du froid en particulier dans les pays du Proche-Orient et de l'Afrique avec l'adaptation des procédés préconisés aux températures et aux humidités excessives. On y voit l'application de la pompe à chaleur et de la machine à vapeur d'eau sous vide. E. 6825 (♦).

148-29. **Le cours de chauffage de « Chaud-Froid ». Les appareils utilisés.** EURIAT (R.), *Chaud-Froid* (juil. 1949), n° 31, p. 27, 29. — Robinets, vannes, clapets de retenue, purgeurs, soupapes de sûreté. E. 7081 (♦).

149-29. **Problèmes fondamentaux relatifs au chauffage des nouvelles habitations** (Basic problems in heating new homes). KONZO (S.), ROOSE (R. W.), *Univ. Illinois Bull.*, U. S. A. (7 avr. 1948), vol. 45, n° 48, p. 146-160, 7 fig., 13 réf. bibl. — L'introduction dans la construction de matériaux nouveaux pose des problèmes spéciaux à l'industrie du chauffage. Études des surfaces froides de planchers, des déperditions calorifiques, de l'humidité de condensation. Influence du soleil sur le chauffage. Chauffage correctif pour maisons sans sous-sol. Dispositifs de contrôle des odeurs, de la combustion, du tirage de la cheminée. E. 6512 (♦).

150-29. **Le chauffage urbain.** LE COURT (F. de), GRAVE (A. de) PIERRE (L.), *Energie*, Belg. (janv.-fév. 1949), n° 86-87, p. 679-694, 16 fig. — Compte rendu d'un voyage d'études en Suisse et en France entrepris sous les auspices de l'Office national pour

l'achèvement de la jonction Nord-Midi. Description des installations de chauffage à distance de l'École Polytechnique de Zürich, de la Centrale Pierre de Plan, à Lausanne et du chauffage urbain de Villeurbanne. E. 7070, E. D. F., p. 41 (■).

151-29. **Les besoins en eau chaude et appareils destinés à les satisfaire** (Hot water needs and facilities). BORNQUIST (G. W.), *Univ. Illinois Bull.*, U. S. A. (7 avr. 1948), vol. 45, n° 48, p. 138-145. — Les besoins en eau chaude sont très variables, ils dépendent beaucoup du développement plus ou moins grand, dans tel ou tel pays, des perfectionnements domestiques tels que machines à laver la vaisselle, machine à laver, etc... Modes de production de l'eau chaude : charbon, gaz, électricité. Comparaison des prix de revient. Application des différents systèmes. E. 6512 (♦).

152-29. **Production et distribution d'eau chaude dans les logements et locaux analogues.** MOULY (R.), *Bât. S. N. C. F.* (mai-juin 1949), n° 17, p. 83-87, 5 fig. — Exposé des règles à suivre pour la production et la distribution d'eau chaude dans les logements et locaux analogues. Nature des canalisations. Diamètres, poids. Débits à prévoir. Appareils de production. E. 6853 (♦).

153-29. **L'eau chaude.** BOURCIER (L.), *Chaud-Froid* (mai 1949), n° 29, p. 65, 67, 69, 5 fig. — Principe des réservoirs d'eau chaude sans pression avec alimentation par réservoir d'eau froide ou par bûche à flotteur et réchauffage par eau chaude ou par vapeur. La construction des réservoirs à réchauffeurs sans pression : réchauffeurs tubulaires, réchauffeurs annulaires. Sujétions imposées par les pressions d'épreuve, par les corrosions et l'entartrage, par le double service, par le démontage du réchauffeur, par le calorifugeage du réservoir, par les surpressions excessives, pour la purge des réchauffeurs. E. 6454 (♦).

154-29. **L'eau chaude. Conditions de travail des réchauffeurs.** BOURCIER (L.), *Chaud-Froid* (juil. 1949), n° 31, p. 47, 49, 51, 3 fig. — Examen des conditions de travail dans le cas de réchauffeurs cylindriques, dans le cas de réchauffeurs à faisceau tubulaire. Étude en considération des différentes allures de débit. Coefficients de transmission. E. 7081 (♦).

155-29. **De l'organisation des installations sanitaires des grands hôpitaux. Le tracé des graphiques de consommation des fluides.** RICHARD (G.), *Chaud-Froid* (juil. 1949), n° 31, p. 53, 55, 57, 59, 4 fig. — Rappel du but poursuivi par la norme P-41 204. Étude de la vie de l'immeuble, recherche des buts à satisfaire. Définition des services, de leurs besoins, de leur activité. Répartition horaire de la consommation des fluides. Horaires d'exploitation, débits des appareils, consommation de chaque service, diagramme du fluide de l'établissement. E. 7081 (♦).

156-29. **Discontinuité de fonctionnement des installations de chauffage.** NESSI (A.), *Mécanique Chaleur* (mai 1949), p. B 240-1-B 240-5, 8 fig., 18 réf. bibl. Éd. : Soc. Techniques de l'Ingénieur, Paris. — Considérations théoriques. Puissance d'une installation en régime variable. Applications de la méthode des fonctions d'influence. Amélioration du rendement d'exploitation. E. 6492 (♦).

157-29. **Conditionnement de l'air.** GOENAGA (R.), *Mécanique Chaleur* (mai 1949), p. B 230-1-B 230-10, fig., 10 réf. bibl. Éd. : Soc. Techniques de l'Ingénieur, Paris. — Climatisation. Repérage du niveau des sensations. Échange thermique entre l'individu et le milieu qui l'entoure. Description des installations de conditionnement. Calculs relatifs au conditionnement de l'air. Tableaux des poids et chaleurs spécifiques de l'air. Exemple de calcul : hiver, été. E. 6492 (♦).

Traitement de l'air et de la matière.

158-29. **Les problèmes du conditionnement limité.** CRESPI (S.), *Chaud-Froid* (juin 1949), n° 30, p. 15, 17, 1 fig. — Dépenses exagérées occasionnées par une installation normale de conditionnement lorsque la nécessité de ce conditionnement ne se fait sentir que quelque 20 à 25 j par an. Examen de quelques cas concrets. Présentations de quelques solutions, emploi de glace, de gel de silice, de machines à absorption. E. 6796 (♦).

159-29. **La technique du conditionnement de l'air dans les mines.** MALTER (W.), *Kalte*, All. (sep. 1948), p. 55-61, 7 fig., 10 réf. bibl. — Sur les bases de la température et de l'humidité admissibles pour le travail dans les mines, recherche des possibilités d'un bon conditionnement de l'air et proposition d'une méthode illustrée par un exemple concret. E. 6844, p. 401 (♦).

160-29. **La pratique des installations de ventilation et leurs applications domestiques et industrielles. Les échan-**

geurs de chaleur. CHASSEREAU (R.), PIUMATTI (H.); *Chaud-Froid* (juin 1949), n° 30, p. 5, 7, 9, 11, 13, 8 fig. — Rappel de quelques règles élémentaires auxquelles doivent satisfaire la conception de ces appareils. Dispositions des pièces de raccordement. Considérations spéciales relatives à la vapeur, à l'eau chaude pulsée, à l'eau chaude thermo-siphon. E. 6796 (◇).

161-29. La pratique des installations de ventilation et leurs applications domestiques et industrielles. Les échangeurs de chaleur. CHASSEREAU (R.), PIUMATTI (H.); *Chaud-Froid* (juil. 1949), n° 31, p. 41, 43, 45, 5 fig. — Recherche des coefficients globaux de transmission. Calcul des diamètres des canalisations. E. 7081 (◇).

ECLAIRAGE. INSTALLATIONS ÉLECTRIQUES

Éclairage artificiel.

162-29. L'éclairage artificiel et les lampes fluorescentes (L'illuminazione artificiale e le lampade fluorescenti). BAJET-TINI (M.); *Installatore*, Ital. (janv. 1949), n° 1, p. 15-17, 2 fig. — Intensité d'éclairage nécessaire suivant les destinations; tendance actuelle à l'augmenter. Répartition de la lumière: utilité des diffuseurs opalins pour éviter l'éblouissement; des centres lumineux nombreux à intensités moyennes sont préférables à quelques centres à grande intensité. Couleur de la lumière: lumière du jour, blanche, chaude. Comparaison des divers types de lampes fluorescentes tubulaires. E. 6684 (◇).

163-29. Eclairage d'un pont en Nouvelle-Angleterre par des lampes à fluorescence (Unique fluorescent highway lighting in New-England); *Illum. Engng* (mars 1949), n° 3, p. 185, 1 fig. — Sur le pont de Kernwood reliant Salem à Beverly, on a réalisé une installation d'éclairage de 150 m de longueur; cette installation comporte une rampe lumineuse formée par des lampes à fluorescence de 2,40 m de long du type mince, montée à 1,50 m au-dessus de la chaussée sur un des parapets du pont; les tubes sont protégés par des écrans qui évitent l'éblouissement des conducteurs de véhicules et sont placés dans des réflecteurs qui dirigent la lumière sur la chaussée et les trottoirs. Les résultats obtenus sont très satisfaisants. E. 7070, E. D. F., p. 82 (■).

164-29. Les défauts des plafonds lumineux du type à persiennes (paralumes) (The fallacy of the louverall ceiling). SPENCER (D. E.), BUCK (W. H.), WOLFSON (A. A.); *Illum. Engng* (mars 1949), n° 3, p. 169-172, 16 fig. — Étude critique des plafonds lumineux à persiennes (paralumes). Rendement insuffisant. Phénomènes d'éblouissement. Meilleurs résultats avec les plafonds translucides non perforés. Bibliographie. E. 7070, E. D. F., p. 79 (■).

165-29. Les techniques d'éclairage rationnel (Planned lighting layout and design data); *Electr. World* (25 oct. 1947), p. 95-122, nombr. fig. — Données pour déterminer les grandes lignes d'une étude et pour établir le projet, éclairage résultant désiré, choix des sources lumineuses, choix du dispositif d'ensemble, emplacement des appareils, dispositifs répartiteurs de lumière, choix des luminaires, calcul du projet, la couleur dans l'éclairage, l'éclairage supplémentaire, considérations économiques, éléments constitutifs, canalisations, instruments de mesure, schémas et tableaux. E. 6851. Traduction I. T. 189, 69 p. (◇).

166-29. Les couleurs et l'éclairage. LEBLANC (G.). *Trav. Peint.* (juil. 1949), vol. 4, n° 7, p. 301-302, 304-305, 5 fig. — Influence de la lumière sur l'appréciation des couleurs. Lumières diverses: leur analyse; mélange des lumières; couleur des pigments. E. 7035 (◇).

167-29. Les rapports pratiques des brillances dans les salles de classe (Practical schoolroom brightness ratios). PUTNAM (R. L.), WAITE (R. W.); *Illum. Engng* (mars 1949), n° 3, p. 173-174, 4 fig. — Mesures au brillancemètre dans une école en plein jour et la nuit avec éclairage artificiel. Résultats conformes aux normes américaines. Le local était équipé de luminaires à éclairage indirect avec réflecteurs en matière plastique. E. 7070 E. D. F., p. 81 (■).

168-29. Étude des moyens modernes d'éclairage (Erfahrungen mit modernen Beleuchtungsanlagen). BITTERLI (E.); *Bull. A. S. E.* (8 jan. 1949), n° 1, p. 1-5. — Conditions d'un éclairage correct. Étude des facteurs à envisager pour l'étude de l'éclairage. Erreurs commises en particulier dans l'emploi des lampes fluorescentes. Cas de l'éclairage indirect. E. 7070. E. D. F., p. 77 (■).

Installations électriques.

169-29. Aspects des installations électriques dans les maisons. Code, confort et facilité d'emploi (Aspects of electrical installations in houses. Code, comfort and convenience). BROOKS (J. D.); *Housing Home Finance Agency* (Techn. Bull., U. S. A. (nov. 1948), n° 7, p. 1-19, fig. — Conditions requises minima pour le câblage électrique des maisons; exemples d'application des règlements du code électrique britannique. E. 6680 (◇).

PROTECTION CONTRE LES DÉSORDRES ET LES ACCIDENTS

Protection contre les phénomènes naturels.

170-29. Condensation dans les combles des maisons construites d'une façon étanche (Attic condensation in tightly built houses). *Housing Home Finance Agency* (Techn. Bull., U. S. A. (sep. 1948), n° 6, p. 29-46, 5 fig. — Moyens de combattre la condensation par des ouvertures à persiennes ou par le papier traité à l'asphalte. Étude de 3 maisons habitées à Madison. Résultats d'essais en laboratoire (chambre de réfrigération). E. 6679 (◇).

CIRCULATION ET STOCKAGE DES FLUIDES

171-29. Calcul du frottement, par fil d'acier, des tuyaux en béton. DEMARS (C.); *Soc. Roy. Belge Ing. Industr.* (mars 1949), série B, n° 2, p. 91-100, 7 fig. — Exposé pour le calcul du frottement des tuyaux, successivement d'une méthode dite B. C. B. (Béton Centrifuge Belge), puis d'une méthode dite D. C. D. qui est à son avis plus concrète et conduit à une économie appréciable de frette. Application numérique. E. 6838 (◇).

172-29. Les dimensions des canalisations reflètent les connaissances techniques des anciens Romains (Pipe sizes reflect engineering knowledge of ancient Romans). PRATT (E. A.); *Civ. Engng.*, U. S. A. (août 1948), vol. 18, n° 8, p. 56-57, 2 fig. — On a pu reconstituer la gamme des diamètres de canalisations utilisées par les Romains et on peut remarquer que les diverses dimensions de ces tuyauteries sont très voisines de celles qui sont actuellement en usage en Amérique. On s'étonne de cette similitude et on fait ressortir que les Romains ne disposaient ni de la règle à calcul, ni de la table de logarithmes. E. 6197 (◇).

173-29. L'écoulement dans les tuyaux (An engineering concept of flow in pipes). HARRIS (C. W.); *Proc. Amer. Soc. Civ. Engrs.*, U. S. A. (mai 1949), vol. 75, n° 5, p. 555-577, 20 fig. — Étude des tuyaux lisses et rugueux, de petit et grand diamètre. Formules correspondantes plus exactes que les formules empiriques habituelles. Coefficient fixe de rugosité en remplacement du coefficient variable suivant le diamètre. Coefficient de turbulence, indiquant la vitesse pour laquelle le frottement devient constant. Application pour les tuyaux utilisés couramment. Méthode pour le calcul des pertes. Équations simples. Conditions principales: choisir des éléments rationnels, serrer les calculs. E. 6676 (◇).

174-29. Sur le calcul des conduites tubulaires (Om dimensionering af rørledning). MARKE (P. W.); *Ingeniøren*, Danm. (26 mars 1949), n° 13, p. 275-279, 3 fig. 3 réf. bibl. — Application au calcul des conduites d'eau chaude ou froide dans les installations de chauffage central, des méthodes de l'hydraulique sur la base de l'étude du prof. BRETTING, parue dans le n° 6 de la même revue. Formules et diagrammes. Détermination de la résistance. Divergences entre les ouvrages concernant l'influence de la rugosité des conduites. E. 5867 (◇).

175-29. Calcul des conduites frettées (Sul calcolo statico delle condotte cerchiate). BELLUZZI (O.); *Energ. Eleltr.*, Ital. (avr. 1948), vol. 25, n° 4, p. 167-168, 1 fig. — Exposé d'un procédé simple pour le calcul des sollicitations dans une conduite frettée, compte tenu de la pression exercée au début par les frettes sur le tube, de la pression de l'eau, de la déformation du tube et de celle des frettes. Exemple numérique. E. 6517 (◇).

176-29. Une observation sur le calcul des tuyauteries frettées (Un'osservazione sul calcolo delle tubazioni cerchiate). EVANGELISTI (G.); *Energ. Eleltr.*, Ital. (mai 1948), vol. 25, n° 5, p. 238-239. — Cette note qui se réfère aux calculs présentés par O. BELLUZZI, *Energia Elettrica* (avr. 1948), expose qu'on peut obtenir sous une forme très simple les coefficients qui constituent l'essentiel de la méthode de BELLUZZI. E. 6518 (◇).

Réservoirs.

177-29. **Réservoirs en acier embouti.** *Oss. Metall.* (juin 1949), n° 6, p. 305-307, 6 fig. — Constitués par des éléments standard carrés de 1 m et 1,22 m de côtés en tôle d'acier doux embouti de 2,2 4,8, 6,3 et 7,9 mm d'épaisseur et des tirants d'ancrage en cornières. Pour les capacités de 1 000 à 2 000 l il existe des réservoirs cubiques démontables. Selon ces principes il a été exécuté à Murree (Inde) un réservoir de 15 000 m³ divisé en deux compartiments. E. 6795 (◇).

MOYENS DE RÉALISATION

ORGANES D'ÉTUDES ET ENTREPRISES

178-29. **Notions et données pratiques sur l'organisation du travail.** PEHUET (L.). Éd. : Eyrolles, Paris-V^e (1948), 1 vol. 313 p., fig. — TAYLOR, ses travaux, son humanisme. FAYOL, sa doctrine administrative. Principes et méthodes d'organisation. Rationalisation. Normalisation. La constitution organique de l'entreprise et le commandement. Analyse et mesure du travail. Organisation des services administratifs (classification, machines de bureau, statistiques de direction, documentation). Organisation des services techniques (préparation, régulation, exécution, contrôle). Organisation des chantiers. Organisation commerciale (achat, vente, stocks). Organisation comptable. Contrôle budgétaire. Organisation des services publics. Relations humaines dans le travail. Bibliographie. E. 6963 (◇).

179-29. **Nouveaux modes de travail dans le bâtiment** (Neue Arbeitsweisen im Bauwesen). PISTERNIK (W.) *Bauplan Bautech.*, All. (avr. 1949), vol. 3, n° 4, p. 103-106. — Considérations sur l'attitude imposée aux architectes, ingénieurs et ouvriers du bâtiment par les perfectionnements apportés aux procédés et matériaux de construction; devoirs qui en découlent. Informations en provenance de la zone soviétique d'occupation en Allemagne. E. 6529 (◇).

MATÉRIEL ET OUTILLAGE

Matériel de chantier ou d'usine.

180-29. **Les transports automobiles.** *Organ. Prof. Prévision. Bât. Trav. Publ.* (jan. 1949), n° 12, 9 p., fig. — Recommandations relatives à la sécurité dans les transports automobiles au sujet de l'équipement et de l'entretien des véhicules, du chargement des camions, de la conduite des véhicules, du transport de personnel, des manœuvres diverses, des véhicules à gazogène. E. 6985 (◇).

181-29. **Compression de l'air et des gaz.** LEFEVRE (J.); *Mécanique Chaleur* (mai 1949), p. B 510-1-B 520-18, fig., 11 réf. bibl. Éd. : Soc. Techniques de l'Ingénieur, Paris. — Compresseurs. Turbo-compresseurs. Utilisation de l'air comprimé : peinture et pulvérisation, projection du ciment, sablage, transport des grains et poussières. Commandes et manœuvres pneumatiques, marteaux-frappeurs, vibrateurs et machines à secousses. Prix de revient. Influence de la charge moyenne. Essais, sécurité. E. 6492 (◇).

182-29. **Matériel des travaux publics et organisation du chantier** (Baumaschinen und Baubetrieb). GARBOTZ (G.). Éd. : Carl Hanser, Munich (1948), 1 vol. 266 p., nombr. fig. — Travaux préparatoires. Installation et entretien du chantier. Comptabilité. Matériel pour les travaux de terrassement. Transport, stockage et emploi des matériaux. Matériels pour travaux de tunnel et pour travaux hydrauliques. Règles pratiques suivant les résultats de recherches à longue haleine sur le rendement et l'organisation des chantiers de travaux publics. E. 6692 (◇).

183-29. **Nouveautés présentées à la Foire d'Utrecht** (Nieuwigheden van de Utrechtse Jaarbeurs). *Bouw.*, Holl. (7 mai 1949), n° 19, p. 310-313, 12 fig. — Matériel de travaux publics : bétonnières dont une à tambour horizontal (550 l) d'une capacité de 15 m³/h en 30 remplissages; petite coudeuse-coupeuse pour aciers ronds; grue légère d'une puissance de 4 t 1/2; excavateur combiné avec 44 élévateurs de briques; malaxeur à béton à contre-courant et à tambour horizontal; monte-charge pour camions; rouleau à commande manuelle (225 kg), etc... E. 6270 (◇).

184-29. **Les pelles mécaniques. Leurs caractéristiques d'emploi, leur utilisation.** MOREL (H.); *Techn. Mod. Constr.* (juin 1949), t. 4, n° 6, p. 159-169, 22 fig. — Tableaux de caractéristiques des pelles sur pneumatiques et des walker draglines. Exposé de deux méthodes de calcul du rendement des pelles; quelques tableaux de moyennes de rendement et des renseignements divers pour évaluer le rendement. E. 6886 (◇).

185-29. **Essais d'un scraper automobile d'une capacité de 10-14 m³** (en russe). ROTMAN (B. M.) et autres; *Mech. Stroït.*, U. R. S. S. (jan. 1949), n° 1, p. 14-19, 18 fig. — Description d'un tracteur de 150 CV sur deux roues (écartement 2,41 m) accouplé à un scraper. Détails du mécanisme de commande. Compte rendu d'essais de ce matériel en terrains variés. E. 5833 (◇).

186-29. **Excavateur pour creuser et nettoyer les canaux pour l'aménagement des terrains de culture** (en russe). OUSPENSKY (V. P.), NEDOKORITCHAYEV (B. N.); *Mech. Stroït.*, U. R. S. S. (juin 1948), n° 6, p. 1-3, 5 fig. — Excavateur monté sur deux chenilles assemblées par des tubes télescopiques : châssis porte-godet également télescopique. E. 4679 (◇).

187-29. **Une carrière de sable et gravier s'adjoint une installation de béton préparé d'avance pour la fabrication de blocs de béton** (Sand and gravel plant adds ready mix, then concrete masonry units); *Concrete.*, U. S. A. (jan. 1949), vol. 57, n° 1, p. 25-27, 6 fig. — L'installation décrite produit du béton sous ses trois formes principales, mélange sec, mélange préparé et produits de béton. Le mélangeur reçoit ses agrégats directement de l'usine à agrégats. Des machines automatiques modernes permettent de fabriquer ensuite des blocs de béton. E. 6383 (◇).

188-29. **Une nouvelle bétonnière** (A new concrete mixer); *Muck Shifter*, Londres (mai 1949), vol. 7, n° 5, p. 209, 1 fig. — Bétonnière « Mixrite » : cuve fonte et acier pivotant de 360°, capacité 135 l/sec, 95 l humide, tourillons en tube acier, châssis acier soudé, commande par chaîne à rouleaux, paliers avec roulements à billes, mécanisme capoté, puissance 1,5 CV. E. 6391 (◇).

189-29. **Machine à surfaçer les chaussées. Production d'une qualité contrôlée et appropriée** (Surface dressing machinery. Production of a controlled and consistent output quality); *Highw. Bridges Aerod.*, G. B. (25 mai 1949), vol. 15, n° 777, p. 1, 2, 6. — Rapport concernant l'agencement et l'entretien des distributeurs de produits agglomérants; l'éducation des conducteurs de machines de distribution et de traction, au sujet de la mise en œuvre des appareils de contrôle dont ils disposent. Comparaison des résultats obtenus au cours de différents travaux d'épandage de gravier, sable, etc... sur la surface des routes. E. 6535 (◇).

190-29. **Nouveau mélangeur pour asphalte et béton** (en russe). KLIMETZ (M. B.); *Mech. Stroït.*, U. R. S. S. (jan. 1948), n° 1, p. 5-9, 9 fig. — Description technique d'un nouveau type de mélangeur permettant de préparer à chaud des mélanges asphalte-béton, pour la construction des routes. E. 4674 (◇).

191-29. **La mécanisation dans la construction des routes** (en russe) VASSILIEFF (A. A.); *Mech. Stroït.*, U. R. S. S. (jan. 1948), n° 1, p. 9-12, 9 fig. — Importance croissante de la mécanisation dans les travaux de route. Sur la base de l'expérience acquise de 1944 à 1946, on peut sélectionner les machines les plus aptes aux travaux suivants : préparation et mise en œuvre des matériaux; transport et épandage du bitume; mélange et aplanissement. Énumération des derniers perfectionnements apportés aux opérations de mélange sur place. E. 4674 (◇).

192-29. **Coulage du béton et de l'asphalte à l'aide de plateaux mobiles** (en russe) GARNER (M. P.), BERGMANN; *Mech. Stroït.*, U. R. S. S. (jan. 1948), n° 1, p. 15-17, 6 fig. — Divers types d'appareils en usage pour la construction des routes. Le Ministère des Ponts et Chaussées et de la Construction des Engins recommande l'utilisation de plateaux mobiles munis de régleurs automatiques assurant le contrôle de l'épaisseur des nappes de mélanges. Suite des opérations à exécuter. E. 4674 (◇).

193-29. **Élévateurs système « Greider » pour la construction des routes** (en russe). ESTRINE; *Mech. Stroït.*, U. R. S. S. (jan. 1948), n° 1, p. 22-25, 9 fig. — Description de ce type d'élévateurs dont les premiers modèles sont sortis en 1934 des usines russes de Nikolaïeff et des perfectionnements réalisés depuis lors. E. 4674 (◇).

194-29. **Appareil pour taille de pierres de construction** (en russe). SILBERGLIT (C. M.); *Mech. Stroït.*, U. R. S. S. (jan. 1949), n° 1, p. 4-9, 15 fig. — L'appareil découpe d'un massif de marne, tuf, etc... des pierres de 395 × 185 (380) × 380 (510, 790) mm. Une paire de scies circulaires sur arbre horizontal et

une paire sur arbre vertical sont supportées par un châssis métallique mobile sur rails d'un écartement de 2,85 m, diamètre des scies : 1 075 mm. Puissance des moteurs 7-13 kw. E. 5833 (♦).

195-29. **Convoyeur à air activé (Airlide).** *Pit Quarry*, U. S. A. (fév. 1949). — Description du mode de fonctionnement et de l'usage qui peut être fait d'un transporteur pour matériaux fins et secs. Ce convoyeur à gravité fluidifie la matière à transporter par un courant d'air traversant la paroi inclinée qui supporte le produit. E. 6970, p. 204 (♦).

196-29. **Des essais sur le chantier indiquent le meilleur procédé pour l'assèchement du barrage Davis** (Field tests indicate best procedure for unwatering of Davis dam). *Ayres (A. H.)*; *Civ. Engng.*, U. S. A. (août 1948), vol. 18, n° 8, p. 24-27, 82, 7 fig. — Description d'essais de pompes de divers types dans des puits de différentes profondeurs. Essai sur une zone réduite présentant sensiblement les mêmes conditions que le lit de la rivière, avec 66 postes de pompage. Les résultats obtenus ont permis de déterminer les emplacements des points de pompage réels et le débit de chaque pompe ainsi que le type de pompe à utiliser. Pompes choisies : centrifuges débitant 5 000 l/mn sous une charge de 30 cm. E. 6197 (♦).

LES OUVRAGES

ÉLÉMENTS D'OUVRAGES

ÉLÉMENTS PORTEURS

Verticaux.

199-29. **La ligne à 220 kv. Bussolengo-Tavarnuzze** (La linea Bussolengo-Tavarnuzze a 220 kv.). *SILVA (G.)*; *Energ. Elettr.*, Ital. (mars 1948), vol. 25, n° 3, p. 73-90, 34 fig. — Les pylônes de 16 à 33 m de hauteur sont classés en quatre types, dont deux de suspension et deux d'ancrage, subdivisés en neuf catégories au total. Poids et charges horizontales et verticales des pylônes. Pylônes à quatre montants, dont deux dans l'axe de la ligne et deux sur une perpendiculaire. Caractéristiques des fondations. La traversée du Pô s'effectue au moyen de deux tours de 78,70 m de hauteur; la portée est de 926 m, les points de suspension des câbles sont à 68,60 m de hauteur. La pose des câbles a eu lieu à l'aide d'une trentaine de barques en travers du fleuve et de treuils mus électriquement sur les rives. Des photos présentent le montage des pylônes, la tension des câbles, etc. E. 6516 (♦).

200-29. **Poteaux en bois construits sur le sol et mis en place à l'aide de grues** (Wood Pole line framed on ground erected complete with cranes); *Constr. Methods.*, U. S. A. (avr. 1949), vol. 31, n° 4, p. 42-43, 4 fig. — Ces poteaux en bois destinés à supporter une ligne à haute tension sont constitués par deux montants verticaux entretoisés et par un bras supportant la ligne. Ils ont été assemblés sur le sol et mis en place en une seule pièce à l'aide de grues. E. 6709 (♦).

201-29. **Le conduit mixte à collecteur pour les gaines de fumée et de ventilation dans les immeubles à étages multiples.** *GAVELLE (R.)*; *Chant. Coop.* (juin 1949), n° 15, p. 18-20, 5 fig. — Conception et principe de fonctionnement du conduit mixte à collecteur. Les divers éléments constituant le conduit : boisseaux (simples à 1 trou, courants à 2 trous, spéciaux de dévoiement et de bifurcation) prise de fumée, trappes de ramonage, boîtes à suie, bouches d'aération, le cas échéant, aspirateurs statiques. Les applications en Belgique du conduit mixte à collecteur (100 000 m de conduits). E. 6889 (♦).

202-29. **L'ossature des bâtiments de l'Institut Reine Astrid à Mons.** *HENRION (Ed.)*; *Oss. Métall.* (juin 1949), n° 6, p. 275-279, 14 fig. — Indépendamment d'une construction entièrement nouvelle exécutée en béton armé, les travaux d'agrandissement comportaient la surélévation de deux corps de bâtiments, l'un à ossature en béton armé, l'autre à ossature métallique, séparés par un joint de dilatation. Au-dessus de l'ossature en béton on a réalisé par soudure un étage avec cinq portiques métalliques articulés à leur base sur les six colonnes en béton, et un seul portique pour l'étage supérieur. Au-dessus du bâtiment à ossature métallique on a réalisé par soudure un seul portique

LES CHANTIERS ET LA SÉCURITÉ

197-29. **Principes d'organisation rationnelle dans la construction** (Zasady organizacji pracy rownomiernej w budownictwie). *Dyżewski (A.)*; *Przegląd Budowlany*, Pol. (sep.-oct. 1949), n° 9-10, p. 343-355, fig. — Application à des exemples de travaux de béton armé et de maçonnerie, d'un procédé d'analyse et de synthèse de travaux à exécuter. Répartition du travail en tâches déterminées; détermination des conditions d'exécution du travail; déroulement des opérations successives selon des schémas et des graphiques. E. 4452 (♦).

Sécurité.

198-29. **Accidents de construction, leurs causes et leur prévention** (Bauschäden ihre Ursache und Verhütung). *CHARISIUS (K.)*. Éd. : Max Lipfert, Berlin W8 (1949), 1 vol. 168 p., nombr. fig. — Étude des causes des accidents pouvant survenir au cours des travaux de construction; briques et tuiles, mortiers, crépis, béton, stuc, carreaux et dalles. Moyens de prévention : choix des matériaux, protection contre l'action des éléments extérieurs. E. 6823 (♦).

par étage, encastré à la base, les traverses comportant deux joints boulonnés dans les zones symétriques où les sollicitations sont les plus faibles. Les calculs ont été conduits d'après la méthode de Cross. E. 6795 (♦).

Horizontaux.

203-29. **Nouveau modèle d'une poutre en béton armé** (en russe). *Mech. Stroït.*, U. R. S. S. (oct. 1948), n° 10, p. 8-11, 9 fig. — Compte rendu d'essais de résistance sur une poutre armée creuse (16 cm de hauteur, 32 cm de largeur, deux cavités cylindriques longitudinales de 115 mm de diamètre). L'armature comprend trois fers de 10 mm de diamètre montés sous tension 1 300-1 500 kg/cm², utilisable comme élément préfabriqué pour la construction des plafonds. E. 4683 (♦).

Inclinés.

204-29. **Avantages du toit courbe tendu** (Die Vorteile des Spannbogendaches). *RANIJA (R.)*; *Österr. Bauz.* (1948), n° 21, p. 6-8, 11 fig. — Description d'un élément de toit en bois préfabriqué, exempt de charges et de panneaux de bois qui s'y adaptent, constituant l'élément porteur du système. Économie de bois et de main-d'œuvre. E. 5783, p. 177 (♦).

205-29. **Toitures en bois** (Hölzerne Hausdächer). *TRYRNA, HALASZ, SCHULTZ (A.)*. Éd. : Max Lipfert, Berlin, All. (1949), 1 vol., 168 p., nombr. fig. — Étude sur la consommation de bois et d'acier et le nombre d'heures de travail nécessaires pour la construction de toitures en bois. Étude divisée en quatre types de toits différents avec deux inclinaisons différentes pour chacun. Calculs de résistance. Nombreux schémas de construction. E. 6822 (♦).

OUVRAGES LIÉS DIRECTEMENT A LA VIE DE L'HOMME

HABITATIONS

Conditions générales et dépendances.

Habitations individuelles.

206-29. **Maisons mobiles, transportables, démontables.** *Maison Franç.* (1949), vol. 3, n° 29, p. 3-10, 39 fig. — Solutions modernes en France et à l'étranger de la maison-meuble non

attachée au sol : maisons démontables, mobiles, semi-démontables, développables et dépliantes, transportables, télescopiques; solutions à retenir. E. 7076 (◇).

207-29. **Comment je construirai ma maison.** GILLES (J.). Ed. : Inst. Nat. Promotion Habitation, Bruxelles, Belg. (1949), 1 vol., 59 p., fig. — Étude destinée aux lecteurs belges dans laquelle sont passées en revue les différentes modalités qu'il convient de satisfaire pour dresser le budget et obtenir les crédits destinés à la construction d'une maison d'habitation, en utilisant les primes consenties par l'État et les avances qui peuvent être accordées par les Organismes de crédits belges. E. 6904 (◇).

Habitations collectives.

208-29. **Constructions de vacances et de loisirs.** Arch. Franç. (1949), n° 89-90, 93 p., nombr. fig. — Architecture ou industrie, musique ou bruit. Camp de vacances pour enfants, adultes et familles (projets, réalisations). Colonie de vacances de Ronces-Bains. Foyer d'un camp de vacances à Lopez Island. Hôtel de vacances au Brésil. Colonies de vacances en Suède. Institut héliothérapeutique de Legnano. Centres de loisirs au Brésil, aux États-Unis. Rendez-vous de chasse et de pêche en Sologne. Chalet-auberge de montagne en Suisse. Chalet de vacances en Suisse. Maisons de week-end au bord du lac Léman et aux États-Unis. Maisons de vacances à Winter Park, aux États-Unis, en Suisse, près de Stockholm. Maison californienne. Maison d'été en Suède. Chapelle de cimetière en Finlande. Transformation de l'Aula de l'Université de Genève. Future cité internationale des Arts à Paris. Documentation diverse. E. 7121 (◇).

AUTRES OUVRAGES DESTINÉS A L'INDIVIDU

Santé et activité sociale.

209-29. **Considérations sur la technique sanitaire relative aux installations hospitalières** (Gesund heitstechnische Betrachtungen für Krankenanstalten). ROEDLER (F.), LIESE (W.); *Gesund. Ing.*, All. (mars 1949), n° 5-6, p. 94-97, 6 réf. bibl. — Directives pour la construction d'hôpitaux ou de cliniques : choix du site (de préférence hors des villes), avantages des vastes bâtiments sur les pavillons isolés. Étude des conditions relatives à l'alimentation en eau, au chauffage, à la ventilation, à l'éclairage et à l'insonorisation. E. 5847 (◇).

Cultes et monuments.

210-29. **L'église de Tébourba (Tunisie).** LAGARDE (J.); *Techn. Trav.* (mai-juin 1949), n° 5-6, p. 135-141, 10 fig. — Description des travaux de construction de l'église de Tébourba, d'un style apparenté au roman. Structure et distribution. Porche, nef et autel, clocher. Détails de construction : murs en moellons, voûtes en briques, étanchéité en asphalte, ventilation et aération mécaniques. E. 6876 (◇).

Loisirs.

211-29. **Spectacles.** Arch. Auj. (mai 1949), n° 23, 88 p., nombr. fig. — Le spectacle (manifestation) dans la rue. Amphithéâtre et théâtres de plein air (Colorado, Argentine). Kiosque à musique du Michigan. École d'art dramatique de plein air au Brésil. Centre musical à Buffalo. Hall de concert et théâtre lyrique de Berkshire. Théâtre municipal d'Utrecht. Théâtres de Hartford, de Valasske, Mezirici, de Rio-de-Janeiro. Auditorium de Buenos-Aires. Divers aspects de scènes ouvertes. Théâtre communautaire en Angleterre. Conceptions nouvelles de l'éclairage scénique. Réglementations sur la construction des salles de spectacles. Cinéma de Milan, de Sao-Paulo. Palais des festivals internationaux à Cannes. Salles de spectacles de l'immeuble Normandy à Tunis, de la maison de post-cure à Fleury-Merogis. Les salles de spectacles peuvent-elles servir à la fois de théâtre et de cinéma ? Cinémas Le Français à Tanger, Palmarium à Tunis, Le Français à Marseille. La lumière dans l'architecture des cinémas. Projet d'une cité du cinéma près de Paris. Centre de cinéma et radio à Cuba. Studios de la Columbia Broadcasting System à Hollywood. Auditorium de l'Université de Genève. Spectacles au Japon. E. 7088 (◇).

OUVRAGES D'UTILITÉ PUBLIQUE

Alimentation en eau.

212-29. **L'agressivité des eaux.** COLAS (R.); *Eau* (juin 1949), n° 6, p. 105-109, 2 fig., 67 réf. bibl. — Recherche d'une méthode simple pour déterminer l'agressivité d'une eau. Facteurs intervenant dans cette détermination : alcalinité, dureté, teneurs en ions divers, pH, résistivité, résidus. Détermination de l'agressivité en fonction de ces facteurs; méthode de TILLMANS, graphiques de MUNDLEIN et de GIRARD. Bibliographie. E. 6882 (◇).

213-29. **L'agressivité des eaux (suite).** COLAS (R.); *Eau* (juil. 1949), n° 7, p. 121-124, 4 fig. — Méthode de FRANQUIN pour apprécier l'agressivité des eaux à l'aide de deux des éléments suivants : pH, CO₂ total, CO₃ combiné, CO₂ libre et de courbes d'équilibre électrique qu'il a établies. Point figuratif d'une eau. Neutralisation d'une eau. Mesure graphique de son agressivité. Cas d'une eau contenant d'autres sels que les bicarbonates alcalino-terreux : courbes correctives. Cas d'une eau contenant moins de 500 mg/l entre 15 et 25° C et dont le pH est inférieur à 10. E. 7116 (◇).

214-29. **« Conduites forcées ».** Houille Blanche (mai-juin 1949) n° 3, 111 p., nombr. fig. — Ce numéro spécial présente une suite d'articles sur les conduites forcées : M. FERRAND, après avoir énuméré quelques-uns des types de conduites adoptées aujourd'hui, donne son avis sur le choix de dispositions souvent controversées. M. BEAUMEL traite du choix entre la conduite enterrée et la conduite aérienne. M. BOUVET étudie les vitesses qu'il est nécessaire de maintenir dans les conduites pour éviter le gel. M. BOUCHAYER étudie les procédés de lutte contre la corrosion des conduites. M. REY livre des réflexions sur la soudure à l'arc électrique des conduites forcées et l'importance de la conscience et de l'habileté du soudeur. M. DEWULF étudie le flambage d'une conduite forcée souterraine. M. TRUB décrit les travaux de blindage de la galerie de vidange du barrage de Rossens (Suisse). M. HAUSER expose des remarques sur le calcul économique d'un système d'amenée d'eau, d'une conduite forcée ou d'un canal de fuite. M. DUBIN fait l'étude du diamètre économique des conduites. Enfin M. BOLANT recherche par le calcul des probabilités les débits admissibles dans les canalisations. E. 6870 (◇).

215-29. **A propos de la protection contre la corrosion des conduites forcées.** BOUCHAYER (R.); *Houille Blanche* (mai-juin 1949), n° 3, p. 248-260, 10 fig. — Conditions dans lesquelles se produit la corrosion des conduites forcées et théorie. Corrosion dans l'eau, action bienfaisante des inhibiteurs cathodiques et anodiques. Parmi les premiers se trouve le bicarbonate de calcium. Les inhibiteurs anodiques les plus efficaces sont le minium et le chromate de zinc. La corrosion dans le sol est étudiée ensuite. La protection par béton exige un béton spécial pouvant bien résister à des allongements importants; on peut envisager des ciments sans retrait, du béton sous vide ou un procédé consistant à bétonner la partie inférieure de la conduite et à gunitier la partie supérieure avec interposition d'un joint plastique. On préfère en général la protection par peinture ou par émail à chaud à base de bitume. On pratique également la protection galvanique. La corrosion dans l'air se combat par la peinture ou la métallisation. E. 6870 (◇).

216-29. **Tuyaux et joints en fibrociment pour les réseaux d'alimentation en eau (en russe).** *Sbornik Roukov. Mater. Konsult. Stroit.*, U. R. S. S. (1948), n° 5, p. 15-20. — Commentaire des instructions FOCT 539-48. Description de trois types de tubes et de joints pour pressions de 10 atm., de 8 atm., et de 5 atm. Les extrémités des tuyaux et l'intérieur des joints doivent être tournés. A l'exception des diamètres 68-122 les extrémités des tuyaux en fibrociment doivent correspondre à celles des tuyaux en fonte. Tables des dimensions standard des tuyaux et des tolérances jusqu'à 1 060 mm de diamètre extérieur. Conservation et transport. Dispositions d'ordre. Recette et essais. E. 4669 (◇).

Hygiène publique.

217-29. **Systèmes individuels d'épuration des eaux usées** (Individual sewage disposal systems). *Housing Home Finance Agency* (Techn. Bull.), U. S. A. (nov. 1948), n° 7, p. 21-41, fig. — Description des fosses septiques et dispositifs analogues. Contrôle et surveillance, étude expérimentale sur place et en laboratoire. Canalisations, installations auxiliaires. Résultats d'analyses. E. 6680 (◇).

218-29. Dimension des chambres de gadoues pour l'épuration des eaux ménagères (Bemessung von Faulräumen für häusliches Abwasser). BLASS (R.); *Gesund. Ing.*, All. (mars 1949), n° 5-6, p. 83-85, 5 fig. — Exposé d'une méthode de calcul basée sur la variation de volume occupé par les gadoues en fonction de la durée de leur séjour dans les chambres (durée de 60 à 150 j). Étude de quatre cas : épuration exclusivement mécanique et à froid (température 15°, 150 j), épuration mécanique avec réchauffage (température 30°, 60 j), épuration mécanico-biologique avec égouttoir faiblement chargé (température 30°, 60 j), épuration mécanico-biologique avec activage des boues (température 30°, 60 j). E. 5847 (◇).

Génie rural.

219-29. Plan d'aménagement définitif du périmètre irrigable d'Orléansville (Oued Fodda). GRANGER (F.); *Terres Eaux* (oct.-nov.-déc. 1948), n° 5, p. 45-59, nombre, fig., 2 pl. h. t. — Résultats obtenus pour l'irrigation par la construction du barrage de l'Oued Fodda. Projet d'irrigation destiné à fertiliser au total 24 000 ha, ce qui exige la construction de nouvelles conduites dont le mode d'établissement est décrit en détail. E. 6890 (◇).

220-29. Les irrigations. Leur rôle dans le développement de l'agriculture française. ROLLEY (P.); *Eau* (juin 1949), n° 6, p. 110-115, 5 fig. — Rôle de l'irrigation. Sa nécessité pour les 3/4 de la superficie du territoire français et pour la plus grande partie des terres de l'Union française. Insuffisance des précipitations atmosphériques. Nécessité de l'irrigation. Conditions de l'irrigation rationnelle (dose, fréquence, durée d'irrigation). Origine des eaux d'irrigation : bassins hydrauliques, barrages-réservoirs, sources et nappes souterraines. E. 6882 (◇).

221-29. Les irrigations. Leur rôle dans le développement de l'agriculture française (suite). ROLLEY (P.); *Eau* (juil. 1949), n° 7, p. 125-129, 3 fig. — Organisation générale de l'irrigation : 1° Prise d'eau par barrage et amenée d'eau par canal de dérivation; 2° Prise d'eau par station de pompage et amenée d'eau par conduite de refoulement. Distribution de l'eau d'irrigation aux parcelles intéressées : a) Distribution continue (nécessité d'un réservoir); b) Distribution par rotation (module de distribution); c) Distribution à la demande. E. 7116 (◇).

222-29. Le programme d'aménagement du bassin de la rivière Columbia pour l'irrigation (Projected construction program develops Columbia river basin for irrigation); Downs (L. V.); *Civ. Engrg.*, U. S. A. (août 1948), vol. 18, n° 8, p. 28-33, 12 fig. — Le problème consistait à irriguer une surface de 400 000 ha et à aménager l'équipement hydro-électrique de Grand Coulee qui doit atteindre une puissance de 2 300 000 kw. L'installation de pompage constitue le point principal de ce projet. Canal d'alimentation, barrage-Nord, réservoir d'équilibre et barrage-Sud, barrage de Long Lake. E. 6197 (◇).

OUVRAGES INTÉRESSANT L'ACTIVITÉ DE L'HOMME

OUVRAGES INDUSTRIELS ET COMMERCIAUX

Production.

223-29. Une installation de concassage de pierres aux Pays-Bas (Een Nederlandse Steenbrekerij). LEFFELAAR (C. F.); *Wegen*, Holl. (avr. 1949), n° 4, p. 85-90, 10 fig. — Monographie sur une usine de concassage, industrie neuve aux Pays-Bas. Utilisation des galets de la Meuse. Description de concasseurs à plateaux, à cône et à marteau. Triage et classement des pierres. E. 6214 (◇).

224-29. Le nouvel atelier de mécanique de la C. U. F. à Barreiro (Portugal). PEDROSO (E. I.); *Oss. Métall.* (juil.-août 1949), n° 7-8, p. 347-350, 7 fig. — Destination et caractéristiques du nouvel atelier de la C. U. F.; le sol de fondation; parti adopté pour l'ossature; portique central soudé et appentis latéraux rivés; couverture en fibro-ciment; 3 ponts roulants intérieurs. E. 6968 (◇).

225-29. Le nouveau bâtiment des usines Mélotte à Gembloux. POLAK (A. et J.); *Oss. Métall.* (juil.-août 1949), n° 7-8, p. 351-356, 8 fig. — Problème délicat, il consistait à réutiliser une charpente métallique devenue disponible sur un terrain de forme

différente pour une construction de caractère également différent nécessitant notamment un renforcement et une surélévation des poteaux. Cet ouvrage est dû à la collaboration étroite d'architectes et d'ingénieurs. E. 6968 (◇).

226-29. L'organisation du travail et les bâtiments de la ferme. PIEL-DESRISSAUX; C. N. O. F. (fév. 1949), n° 2, p. 15-21, 9 fig. — Étude basée sur les résultats d'enquêtes dans des entreprises agricoles et concernant l'aménagement des lieux de travail. Problèmes de circulation, de transport et de maintenance. Exemple d'organisation des bâtiments d'une petite ferme. Exemple d'organisation des bâtiments d'une grande exploitation. Comparaison de la dépense en kg/m avant et après organisation. E. 5471 (◇).

227-29. Visite de la nouvelle beurrerie centrale de Lucerne. THEVENOT (R.); *Rev. Gén. Froid* (jan. 1949), n° 1, p. 65-71, 7 fig. — Description des aménagements concernant l'exploitation, la salle des chaudières, les ateliers et garages, les appartements des employés et des frigorifiques. La chaudière électrique de 11 000 l peut être utilisée comme producteur de vapeur ou comme accumulateur. Trois réservoirs d'eau chaude d'une contenance totale de 25 000 l fournissent l'eau chaude nécessaire et peuvent être alimentés presque exclusivement en courant de nuit. E. 7070. E. D. F., p. 97 (■).

Stockage et vente.

228-29. Construction de silos pour l'agriculture (Landbrugets Silobyggeri). JORN HOGSERO; *Beton Tekn.*, Danm. (nov. 1948), n° 3, p. 65-76, 10 fig. — Éléments de calcul des capacités de silos nécessaires pour les exploitations agricoles (avec tableaux numériques). Conditions d'installation des silos. Matériaux à utiliser. Types divers. Modes de construction. Exemples de réalisation. E. 7092. Traduction I. T. 203, 12 p. (◇).

229-29. Le nouveau hall de la foire de Bâle. DÄNDLKER (H. E.); *Oss. Métall.* (juin 1949), n° 6, p. 293-298, 10 fig. — Ce bâtiment représente une surface couverte d'environ 1 150 m², il comporte un rez-de-chaussée et trois étages constitués par des portiques métalliques sur fondations et sous-sol en béton armé. Les portiques sont du type à deux articulations qui permet la réalisation en atelier des éléments de la charpente et de grandes facilités de montage sur chantier. E. 6795 (◇).

Retenue d'eau et production d'énergie.

230-29. Le béton et la physique atomique (El hormigon y la fisica atomica). CORDIER; *Cemento-Hormigon*, Esp. (mai 1949), vol. 15, n° 182, p. 146-147, 2 fig. — Indication brève des emplois du béton dans les installations de production de l'énergie atomique : 1° surtout comme écran contre les rayons J et les neutrons : pour les piles de petites dimensions, 1 m d'épaisseur de béton ordinaire suffit; pour les piles plus puissantes, on emploie un béton spécial de ciment Portland, sable de baryte, poudre de baryte, grains de baryte et quartz; 2° pour les fondations des grosses piles ou des cyclotrons, très lourds. Le gros cyclotron de Berkeley pèse 4 000 t. E. 6561 (◇).

Barrages et digues.

231-29. Barrage de Tadjemout. DUQUESNOY (Ch.); *Terres Eaux* (oct.-nov.-déc. 1948), n° 5, p. 7-21, fig., 1 pl. h. t. — Étude géologique du lit de l'Oued Mzi dans la région de Laghouat. Projet de barrage de l'inféoflux à travers les alluvions sur un plateau de grès sur 300 m de longueur et complété par un rideau de palplanches. Barrage en béton du type multicellulaire auto-drainant. Description des travaux de construction du barrage de Tadjemout. E. 6890 (◇).

232-29. Utilisation des forces hydrauliques. DEGOVE (M.), GENISSIEU (E.). Éd. Eyrolles, Paris (1949), 1 vol. 439 p., fig. — Ouvrage consacré aux principes de l'aménagement des forces hydrauliques, à la description des ouvrages de retenue (barrages de tous systèmes) et aux ouvrages de dérivation (prises d'eau, canaux d'amenée, conduites forcées, chemins d'équilibre, alimentation des turbines et mesures de débit). E. 6966 (◇).

233-29. Le barrage de Lumié (Italie). TORNO (G.); *Techn. Trav.* (mai-juin 1949), n° 5-6, p. 161-168, 17 fig. — Le barrage de Lumié dans le bassin du haut Tagliamento (Alpes occidentales), est du type en coque : hauteur 136,15 m et 136 m de corde en crête. Ouvrages accessoires. Détails d'exécution. E. 6876 (◇).

VOIES DE COMMUNICATION ET TRAVAUX A LA MER

Voies routières.

243-29. Les chaussées du réseau routier marocain. GERBIER; *Rev. Gén. Routes* (juin 1949), n° 209, p. 23-36, 9 fig. — Historique sommaire du réseau routier marocain. Type des chaussées marocaines. État en 1948 et problème de leur réfection. Matériaux employés pour les revêtements neufs et les revêtements d'entretien. Propositions pour l'avenir. E. 7069 (◇).

244-29. Chantiers routiers du Maroc. *Rev. Gén. Routes* (juin 1949), n° 209, p. 43-59, 10 fig. — Texte de trois conférences aux Journées Techniques du Maroc : 1° Les stockages portuaires de liants par M. C. MARTIAL. Description des stations portuaires de stockage de Casablanca, Fedala, Port-Lyautey. Discussion; 2° Distribution des liants hydrocarbonés et applications superficielles, par M. G. BERTHET. Étude de la chaîne de distribution des liants. Importation. Distribution aux usines d'émulsion, approvisionnement des chantiers par wagons et camions citernes. Organisation et approvisionnement des chantiers (notamment répandage superficiel); 3° Chantiers de cylindrage et de revêtements divers, par M. IMBERT. Caractéristiques des chantiers marocains, méthodes de travail des entreprises, limites de leur amélioration par la mécanisation. E. 7069 (◇).

245-29. Des problèmes routiers aux États-Unis. BOUTET (D.); *Travaux* (juil. 1949), n° 177, p. 265-298, nombre fig. — Historique du réseau routier américain; exposé de la situation actuelle; déficiences actuelles et besoins futurs. On prend comme exemple le réseau routier de l'État d'Orégon. Examen des programmes d'avenir; problème du stationnement, point de vue financier, inquiétudes d'avenir. Conclusions. E. 6983 (◇).

246-29. La route à grand trafic de North Santiam suit un parcours difficile au voisinage du sommet des montagnes de la Cascade (North Santiam highway follows difficult route near Cascade summit). CAMERON (J. F.); *Civ. Engrng.*, U. S. A. (août 1948), vol. 18, n° 8, p. 40-45, 84, 13 fig. — Cette route à grand trafic doit remplacer la voie actuelle insuffisante pour la circulation accrue dans cette région de l'Orégon. La construction est rendue difficile et coûteuse en raison de son tracé en terrain particulièrement accidenté. Longueur 25 km, pente maximum 6 %, pente normale 2,5 %, largeur de la chaussée 6,70 m. Difficultés rencontrées en raison du passage à proximité de réservoirs d'eau. Matériel mis en œuvre. E. 6197 (◇).

247-29. Les routes du Limbourg méridional (De wegen in Zuid-Limburg). SLOTBOOM (G.), VOLMER (J. D.); *Wegen*, Pays-Bas (avr. 1949), n° 4, p. 73-79, 11 fig. — Problèmes particuliers posés par la construction des routes dans cette province. Pentes maxima 3 1/4 % (routes nationales), 6 % (routes provinciales). Vues sur les projets de construction de routes primaires, secondaires et tertiaires. Caractéristiques techniques. E. 6214 (◇).

248-29. Élargissement des routes sur les raccordements en spirales (Extra widths of carriageway on spiralled bends). TYSON (A. G.); *Roads Road Constr.*, G.-B. (mars 1948), vol. 26, n° 303, p. 85-91, 5 fig. — Exposé de la formule proposée par J. BARNETT pour calculer la largeur d'une route en fonction du nombre de voies de trafic et de la vitesse prévue pour les véhicules. Tableau de valeurs calculées par la formule de BARNETT. E. 6729 (◇).

249-29. Élargissement des routes sur les raccordements en spirales (Extra widths of carriageway on spiralled bends). TYSON (A. G.); *Roads Road Constr.*, G.-B. (avr. 1948), vol. 26, n° 304, p. 124-128, 4 fig. — Exemples d'application des formules exposées dans l'article précédent paru dans le numéro de mars 1948 et relatives aux raccordements en spirales des routes pour véhicules. E. 6730 (◇).

250-29. Recherches concernant la résistance à l'usure des revêtements en béton et procédés pour éviter la formation de poussière (Undersökning rörande betongbeläggningar med avseende på motståndsförmåga mot avnötning samt åtgärder till förhindrande av dammbildning). WÄSTLUND (G.); *Svenska Forskningsinst. Cement Betong Kungl. Tekn. Högskolan Stockholm*, Suède (1944), n° 1, 10 p., 5 fig. — Essais de résistance de plate-formes en béton soumises au roulement de trains de roues entraînées autour de l'axe de la plate-forme. Diagrammes de l'usure de la plate-forme en fonction du nombre de révolutions des trains de roues. E. 5900 (◇).

251-29. Cut-backs fluides français et imprégnation. LEFOL (J.); *Rev. Gén. Routes* (avr. 1949), n° 207, p. 41-42. — Faisant état de l'inscription, dans les nouvelles spécifications de

234-29. Barrages en enrochements avec noyau en terre. *Electr. France* (mai-juin 1949), série A, n° 13, p. 98-105, 7 fig., 10 réf. bibl. — Description de barrages américains comportant un noyau de terre compactée de forme trapézoïdale encadré à l'amont et à l'aval par des massifs filtrants en enrochements. E. 7070 (■).

235-29. Chute de Chastang. Les installations de chantier. AUROY (F.); *Techn. Mod. Constr.* (juin 1949), t. 4, n° 6, p. 177-182, 11 fig. — Fin de l'étude du barrage de Chastang. Exposé de la fabrication des bétons (tours, station de broyage), transport et mise en place (chariots porte-bennes, blondins), l'installation des ateliers. E. 6886 (◇).

236-29. L'aménagement hydroélectrique de la vallée de la Basse Gruyère (Suisse). Le barrage de Rossens et l'usine d'Hauterive. *Gén. Civ.* (1^{er} juil. 1949), t. 126, n° 13, p. 237-240, 9 fig. — Description du barrage de Rossens sur la Sarine, barrage voûte de 83 m de hauteur en 21 blocs séparés par des joints verticaux. Description de l'ouvrage et des installations de chantier. E. 6893 (◇).

237-29. Contraintes et déformations dans les voûtes sous l'effet des variations de la température ou de l'état hygro-métrique du béton. MERIAUX (A.); *Travaux* (juil. 1949), n° 177, p. 299-304, 3 fig. — Étude du problème de l'état élastique d'une voûte à fibre moyenne circulaire sous l'action de variations de température définies en fonction du rayon polaire de l'élément de volume mais indépendantes de son argument. Application aux barrages voûtés. En annexe, étude du régime thermique permanent du mur d'épaisseur finie. E. 6983 (◇).

238-29. La construction du barrage Garrison sur le Missouri (Building the Garrison dam on the Missouri river). *Muck Shifter*, Londres (mai 1949), vol. 7, n° 5, p. 177-179, 5 fig. — Caractéristiques de l'ouvrage : digue de 3 200 m de long., 70 m de haut, 800 m de largeur à la base, nécessitant le transport de 63 millions de m³ de matériaux. Matériel mis en œuvre pour les terrassements. E. 6391 (◇).

239-29. La digue d'Escaba (La diga di Escaba). MORPURGO (S.); *Energ. Eleltr.*, Ital. (mai 1948), vol. 25, n° 5, p. 209-237, 49 fig. — Description de la digue (haut. maxim. 87 m), des fondations, des massifs d'appui, des barrages auxiliaires. La galerie de prise d'eau a été utilisée comme dérivation pendant les travaux. Organisation des chantiers : abords, énergie électrique, air comprimé, excavateur, préparation et mise en place du béton. Galeries de prise d'eau. Considérations sur la pratique américaine pour les bétons. E. 6518 (◇).

240-29. Affouillements en aval du barrage sur le Brenta à Mignano (Scalzamenti a valle dello sbarramento sul Brenta a Mignano). TONINI (D.); *Energ. Eleltr.*, Ital. (juin 1948), n° 6, p. 306-309, 5 fig. — Résultats d'essais sur modèles en vue de l'achèvement du profil d'un barrage avec seuil à vanne plane; essais sur les excavations produites en aval du massif du barrage. Après construction du barrage (1939-1941), on a relevé à deux reprises (1942 et 1945) les profils réels du lit en aval et constaté une bonne concordance avec les essais sur modèles. E. 6519 (◇).

241-29. Applications du béton à la protection des digues (De toepassing van beton als dijkverdediging). GEERS (F. J. B. G.); *Bouw*, Pays-Bas (16 avr. 1949), n° 16, p. 252-255, 14 fig. — Déjà dans le passé le béton a été employé à cet effet au moyen d'un système de poutres et de plaques ou pour renforcer un rempart de pierres naturelles. Le meilleur système consiste en des colonnes de béton hexagonales de 20 cm de long qui, placées les unes à côté des autres, constituent un revêtement solide. On peut faire se briser les vagues sur certaines colonnes dépassant les autres, ou encore prévoir des blocs carrés ou rectangulaires avec ou sans brise-lames. E. 6045 (◇).

Centrales.

242-29. Réduction du bruit dans les centrales (Noise reduction in power-station offices). *Engineering*, G.-B. (20 mai 1949), vol. 167, n° 4347, p. 459-460, 3 fig. — Le bruit ne doit pas dépasser 60 phones. Il est causé par le souffle des turbines à haute vitesse, plutôt que par les vibrations. Formule pour les vibrations d'air dans une chambre rectangulaire, afin de déterminer l'épaisseur de la protection antisonore. Abaques. Dans les bâtiments existants, il est recommandé d'aménager des couloirs étroits autour des stations et d'abaisser le plafond. Mesures relatives à la protection du plafond et de la partie supérieure des murs. E. 6540 (◇).

cut-backs, de deux qualités supplémentaires fluides. on donne des indications sur leur choix dans les travaux, le taux de répandage, le gravillonnage et l'enduit superficiel de roulement. E. 6706 (◇).

Voies ferrées.

252-29. L'aménagement des voies ferrées (Die Gestaltung der Schienen-Fahrbahn). PETER (H.); Schweiz. Bauztg., Suisse (30 avr. 1949), n° 18, p. 245-249, 6 fig. — Considérations générales sur les voies ferrées, sujétions entraînées par l'accroissement constant des vitesses de circulation. Données pratiques sur la construction des courbes (élargissement des voies, relevement du rail extérieur et longueur de la rampe; vitesses autorisées. Établissement des courbes de raccordement en palier et dans les changements de pente. E. 6223 (◇).

253-29. Le raccordement parfait. CAQUOT (A.); Rev. Gén. Chem. Fer (jan. 1949), n° 1, p. 1-8, 6 fig. — Exposé d'une solution du problème du raccordement des voies ferrées par des éléments de trajectoire ayant des contacts du quatrième ordre. Établissement des formules. Exemple d'application. Tableau de valeurs numériques. E. 7091 (◇).

Téléfériques. Monte-pentes. Téléskis. Télésièges.

254-29. Téléferique pour le transport de passagers et de matériaux (en russe). ZELSTICHENOK; Mech. Stroil., U. R. S. S. (mars 1948), n° 3, p. 14-19, 12 fig. — Développement de l'utilisation de téléphériques pour transport de personnes et de matériaux. Ce mode de transport permet d'atteindre des portées de 9,8 km, le parcours total étant de 119 km avec des dénivellations de 3,5 km. Détails d'exécution. Exemple d'un téléphérique au Caucase. E. 4676 (◇).

Voies navigables.

255-29. Canaux rectangulaires avec apport latéral de débit (Canali rettangolari con apporto laterale di portata). CITRINI (D.); Energ. Elettr., Ital. (avr. 1948), vol. 25, n° 4, p. 155-166, 8 fig. — Analyse du mouvement d'un courant dans un canal de section rectangulaire en cas d'apports le long du parcours sans qu'on puisse faire abstraction de l'apport simultané de quantité de mouvement. Méthode pour le tracé du profil longitudinal de la veine libre. Solution du problème du dessin planimétrique d'un canal dans lequel un courant à débit croissant se meut à profondeur constante. Étude de l'allure de la ligne des profondeurs totales pour les divers cas possibles. E. 6517 (◇).

Navigation maritime.

256-29. Travaux de génie civil pour l'amélioration de l'Estuaire de la Mersey (Engineering works for the improvement of the Estuary of the Mersey). CASHIN (J. A.); J. Inst. Civ. Engrs., Londres (mai 1949), vol. 32, n° 7, p. 296-367, nombr. fig., 25 réf. bibl. — Description générale de l'Estuaire de la Mersey, déplacements successifs du chenal d'accès à la mer, mouvements des hauts bancs, nature des terrains de l'Estuaire. Vitesse des divers courants, travaux de dragage et d'enrochements pour stabiliser le lit des chenaux, sur maquette, dispositifs de mesure de la vitesse des courants, travaux exécutés à la suite de l'étude sur maquette. E. 6372 (◇).

257-29. Les applications du béton à la protection des digues (De toepassing van beton als dijkverdediging). GEERS (F. J. B. G.); Bouw, Pays-Bas (21 mai 1949), n° 21, p. 349-351, 6 fig. — Conditions d'utilisation du béton pour la reconstruction de la digue de Westkapel, blocs de béton préfabriqués ($1 \times 1 \times 0,5$) de 1 100 kg pour le haut, et blocs coulés sur place ($3 \times 3 \times 0,5$) de 10 t. Autres applications : écrans de béton, remplissage des joints (étude des proportions convenables). E. 6404 (◇).

Aérodromes. Bases d'hydravions.

258-29. L'aéroport de Schiphol (Pays-Bas). TIRION (P. C.); Techn. Trav. (mai-juin 1949), n° 5-6, p. 169-181, 28 fig. — Aéroport de Schiphol. Développement. Pistes d'envol. Balisage, éclairage. Destructures de guerre. Reconstruction. Contrôle, repérage. Extension des pistes. Installations générales. Projets d'amélioration. E. 6876 (◇).

259-29. Hangar démontable pour le stockage de matériels pour avions (Portable hangar for aeroplane engine maintenance). Engineering., G.-B. (20 mai 1949), vol. 167, n° 4347, p. 457-458, 9 fig. — Hangar métallique $9 \times 23,70$ m avec couverture en toile, destiné à abriter les moteurs d'avions. Montage par seize hommes en 2 j; quatre fermes de 23,10 m de portée, espacées de 3 m, reposant sur plaques de fondation métalliques, tenues par tirants. Description du montage, schémas. E. 6540 (◇).

260-29. Hall de montage à Filton pour avions Brabazon (Assembly hall at Filton for Brabazon aircraft). Conc. Constr. Engng., G.-B. (juin 1949), vol. 44, n° 6, p. 179-186, 9 fig. — Les fondations sont établies sur le roc. Description du plancher, des galeries, des auvents et des escaliers. On a utilisé un ciment Portland à durcissement rapide. Caractéristiques du béton mis en œuvre. E. 6726 (◇).

261-29. Les pistes d'envol au Maroc. COUPRIE (G.); Rev. Gén. Routes (juin 1949), n° 209, p. 10-22, 17 fig. — Indications sur le climat du Maroc et l'historique du développement des pistes; examen des ouvrages par nature et des problèmes posés par leur exécution. Étude des pistes : en béton (Port-Lyautey), en macadam avec revêtement bitumé, en sol stabilisé. Importance du problème de l'entretien des pistes. Prévisions de renforcement des pistes et de construction de pistes nouvelles. E. 7069 (◇).

262-29. Le soubassement imperméable. Son emploi sur les terrains d'aviation et pour la construction des routes (The impermeable sub-base, its use in airfield and road construction). TOMLINSON (M. J.); Roads Road Constr., G.-B. (jan. 1948), vol. 26, n° 301, p. 7-13, 8 fig. — Exposé d'un procédé appliqué en Palestine où le climat produit des alternatives de températures chaudes et riches avec des températures modérées et humides. Mouvement de l'eau dans le sol. Analyses du sol. Protection du sous-sol par compactage et imperméabilisation. E. 6727 (◇).

263-29. Un travail de terrassement considérable caractérise la construction de l'aéroport international de San-Francisco (Mammoth earthmoving job features San-Francisco international airport construction). TUCKER (O. H.); Civ. Engng., U. S. A. (août 1948), vol. 18, n° 8, p. 52-54, 84, 4 fig. — La construction de l'aéroport international de San-Francisco a nécessité le remblayage des eaux peu profondes de la baie du même nom à la cadence de 764 600 m³ par mois. La terre rapportée provenait d'une colline distante de 4 800 km et pour l'amener à l'aéroport il fallait traverser plusieurs routes à grand trafic. Des ponts ont été nécessaires pour éviter les croisements. Mise en œuvre du matériel le plus moderne. E. 6197 (◇).

Souterrains.

264-29. Étude du climat des chantiers souterrains. Le diagramme i-x pour l'air humide. Son application à l'étude du climat et des échanges thermiques dans les travaux souterrains. BIDLOT (R.), LEDENT (P.); Ann. Mines (1948), n° 6, p. 49-58, 9 fig. — Définition des différents paramètres. Tracé du diagramme i-x, diagramme à coordonnées obliques en fonction de la teneur en humidité par kilogramme d'air sec et de l'enthalpie par kilogramme d'air sec. Son application à plusieurs problèmes particuliers concernant les chantiers profonds. E. 6971 (◇).

265-29. Les usines souterraines suédoises. FEGER; Rev. Gén. Milit. (mai-juin 1949), t. 82, p. 229-253, 8 fig. — Exposé des travaux d'installation d'usines souterraines en Suède. Mode de creusement des excavations. Constructions réalisées à l'intérieur des souterrains (revêtements, planchers). Aménagements intérieurs des usines souterraines. Ventilation, éclairage, force motrice, alimentation en eau, protection contre l'incendie, équipement social, aménagements extérieurs. E. 7029 (◇).

266-29. Installations souterraines allemandes (German underground installations). ROBINSON (C. F.); Coast Artill. J., U. S. A. (jan.-fév. 1948), vol. 91, n° 1, p. 37-42, 8 fig. — Description des installations souterraines réalisées par les Allemands au cours de la deuxième guerre mondiale pour abriter les diverses industries menacées par les bombardements (aéronautique, optique de précision, caoutchouc, centrales). Caractéristiques des constructions. Prix de revient. Effet psychologique. Rendement. M. 58 (◇).

267-29. Étude d'un nouveau coffrage pour tunnel en béton (Novel form design for concrete tunnel). Concrete, U. S. A. (avr. 1949), vol. 57, n° 4, p. 8, 40, 1 fig. — Dans ce nouveau procédé l'ordre des opérations de coulée du béton est inversé. On coule d'abord le radier, mais la chaussée et les murs latéraux sont coulés après la voûte. Utilisation d'un coffrage spécial. E. 6386 (◇).

268-29. **Le projet du tunnel de Bowland et du barrage de Pitlochry** (Bowland tunnel scheme and the Pitlochry dam). *Highw. Bridges Aerod.*, G.-B. (18 mai 1949), vol. 15, n° 776, p. 1-2. — Caractéristiques du tunnel de Bowland Forest, qui doit constituer le tronçon central, d'une longueur de 16 km de l'aqueduc allant de Haweswater à Manchester. Alimentation en force motrice, ventilation, transport des matériaux. Puits. A Pitlochry, le barrage combiné avec une centrale de force motrice fait partie du projet Tummel-Garry (Nord de l'Ecosse). Description des chevalements de sondage électriques et du matériel de manutention des matériaux. E. 6534 (◇).

269-29. **Le matériel pour les travaux de tunnels de faible section** (Die Mechanisierung in Stollenvortrieben mit Minimalquerschnitt). Rodio (G.V.); *Schweiz. Bauztg.*, Suisse (18 juin 1949), n° 25, p. 345-349, 7 fig. — Description d'un nouveau matériel américain. La perforation parallèle. Le développement du wagonnet perforateur (Sullivan-Joy), système canadien et américain. Le système américain est supérieur et permet une économie du personnel. Dimensions faibles, facilité du mouvement, perforatrices moyennes, rendement élevé. E. 6789 (◇).

Ponts.

270-29. **Le premier pont en aluminium sur le continent américain** (First aluminium bridge on american continent). *Highw. Bridges Aerod.*, G.-B. (8 juin 1949), vol. 16, n° 779, p. 1, 4, 2 fig. — La travée principale de ce pont atteint une longueur de 88,5 m et une hauteur de 14,5 m. Longueur totale 92,72 m. Description des arches, des poutres, du tablier. Spécifications. E. 6735 (◇).

271-29. **Les ponts soudés en Nouvelle-Galles du Sud, Australie** (Welded bridges in New South Wales Australia). KARMALSKY (V.); *Engineering*, G.-B. (juin 1949), vol. 167, n° 4350, p. 529-532, 6 fig. — Depuis 1935, il n'a été construit aucun pont soudé en Nouvelle-Galles du Sud. Description de neuf différents systèmes de ponts soudés. Tableau comparatif des dépenses pour fermes rivetées et soudées. Il est recommandé d'utiliser des boulons de montage afin d'assurer l'alignement des lignes de gravité et leur intersection exacte dans les joints; dimensions des éléments soudés de différents ponts et méthodes pour les travaux de soudure des gros profils. Conditions essentielles : il faut des soudeurs qualifiés et des méthodes adéquates pour éviter des tensions supplémentaires dans les joints. E. 6696 (◇).

Ponts-poutres.

272-29. **Ponts soudés** (Welded bridges). LA MOTTE GROVER; *Wdg. J.*, U. S. A. (oct. 1948), vol. 27, n° 10, p. 812-826, 41 fig., 17 réf. bibl. — Ponts soudés construits aux E. U., au Canada et dans d'autres pays au cours de ces douze dernières années : conditions locales, tracé, matériaux. Procédés de construction, comportement en service. Essais de fatigue sur poutres en acier doux ST 37. Vues générales des ponts et croquis de détails. Tableaux donnant les dimensions et caractéristiques principales de 25 (sur 70) ponts soudés construits aux E. U., de 15 au Canada et de 5 en Australie. Rôle du soudage dans la reconstruction. Étude comparée de formules de construction adoptées dans six pays. E. 6009, 117 (●).

273-29. **La construction du pont Jacques-Boulloche à Bezons**. *Ann. Inst. Techn. Bât. Trav. Publ.* (mai 1949), n° 76, 8 p., 11 fig. — Compte rendu de la visite organisée par l'Institut

Technique le 1^{er} avril 1949 au chantier du pont Jacques-Boulloche à Bezons. Caractéristiques du pont. Installations de chantier. E. 6827 (◇).

274-29. **La reconstruction du pont du Veurdre sur l'Allier**. MAURIN (Ch.); *Génie Civ.* (15 juil. 1949), t. 126, n° 14, p. 257-261, 7 fig. — Description des travaux du pont du Veurdre, cantilever en béton armé. Travées de 62, 72,5 et 62 m. Poutre indépendante de 18 m dans la travée centrale. Mode de construction. Calculs. Essais. Quantités de matériaux. E. 7074 (◇).

275-29. **Les travaux de reconstruction du viaduc de Moresnet**. DEHAEN (A.); *Oss. Métall.* (juil.-août 1949), n° 7-8, p. 335-346, 23 fig. — Descriptif du viaduc avant sa destruction. État de l'ouvrage après destruction. Reconstruction et renforcement des maçonneries. Descriptif des nouveaux tabliers, leur mode de montage à l'avancement au moyen d'un pont de service supérieur avec avant-bec lancé au-dessus de la dernière travée reconstruite et supportant le plancher de montage. E. 6968 (◇).

276-29. **Le pont-rails de Gellik sur le canal Albert**. KERKHOFFS (W.); *Oss. Métall.* (juil.-août 1949), n° 7-8, p. 357-361, 8 fig. — Disposition générale de l'ouvrage à voie unique comportant essentiellement deux travées d'approche avec poutres à âme pleine en construction soudée et une travée centrale du type Vierendeel en construction rivée avec membrures supérieures paraboliques et section des éléments en caisson, son contreventement supérieur forme avec les montants des portiques semi-encastés sur les pièces de pont. Appareils d'appui. Caractéristiques du métal. Procédé de montage sur le pont de service au moyen d'une bigue flottante et de mâts prenant appui sur la partie déjà montée. E. 6968 (◇).

277-29. **Ponts nouvellement construits en Nouvelle-Galles du Sud** (Recent bridge construction in new South Wales). *Highw. Bridges Aerod.*, G.-B. (18 mai 1949), vol. 15, n° 776, p. 4, 6, 2 fig. — Pour le franchissement des rivières ou vallées d'une largeur moyenne a été adopté le type de pont à poutrelles d'acier avec piles en béton et tablier en béton armé. Caractéristiques de trois de ces ponts. E. 6534 (◇).

Ponts-arcs.

278-29. **Le pont-route de Jaulgonne sur la Marne**. *Oss. Métall.* (juin 1949), n° 6, p. 289-292, 7 fig. — Caractéristiques de l'acier utilisé pour la réalisation de ce pont. Détails constructifs du tablier (longerons et pièces de pont), des poutres bow-string (arc, tirant et aiguilles), des appareils d'appui et du garde-corps. Le tablier a été lancé au moyen d'un avant-bec en prenant appui sur des palées munies de galets et a servi de plancher de service pour un portique roulant utilisé en montage des poutres bow-string. E. 6795 (◇).

INCIDENCES EXTERIEURES

USAGE ET ENTRETIEN

279-29. **Reprise en sous-cœvre de bâtiments industriels à Anvers**. *Techn. Trav.* (mai-juin 1949), n° 5-6, p. 182-185, 12 fig. — Description de travaux de reprise en sous-cœvre au moyen de pieux Méga en vue de l'extension et du rehaussement de bâtiments d'usine à Anvers. E. 6876 (◇).

II. — TRADUCTIONS

D'ARTICLES TECHNIQUES EFFECTUÉES PAR L'INSTITUT TECHNIQUE DU BATIMENT
ET DES TRAVAUX PUBLICS.

189. **Les techniques d'éclairage rationnel** (Planned lighting layout and design data). *Electr. World* (25 oct. 1947), p. 95-122, nombr. fig. — Données pour déterminer les grandes lignes d'une étude et pour établir le projet, éclairage résultant désiré, choix des sources lumineuses, choix du dispositif d'ensemble, emplacement des appareils, dispositifs répartiteurs de lumière, choix des luminaires, calcul du projet, la couleur dans l'éclairage, l'éclairage supplémentaire, considérations économiques, éléments constitutifs, canalisations, instruments de mesure, schémas et tableaux. E. 6851, 69 p.

197. **Propriétés du béton frais** (Den färskas betongens gjutegenskaper). HALLSTROM (P.); *Betong*, Suède (1949), n° 3, p. 125-138, 1 pl. h. t. — Étude des propriétés qui influent sur la workabilité du béton soit : la stabilité, la cohésion, la fluidité et la mobilité. Influence sur ces propriétés de la granulométrie

des agrégats et de la floculation du béton. Procédés et agents permettant d'augmenter la floculation. E. 6910, 15 p.

203. **Construction de silos pour l'agriculture** (Landbrugets Silobyggeri). JORN HOGSBRØ; *Betong Tekn.*, Danm. (nov. 1948), n° 3, p. 65-76, 10 fig. — Éléments de calcul des capacités de silos nécessaires pour les exploitations agricoles (avec tableaux numériques). Conditions d'installation des silos. Matériaux à utiliser. Types divers. Modes de construction. Exemples de réalisation. E. 7092, 12 p.

209. **Matériaux légers en construction** (Lightweight building materials). PARKER (T. W.); *Builder*, G. B. (1^{er} oct. 1948), n° 209, p. 393-394. — Étude et classification des matériaux légers pouvant être utilisés soit comme porteurs, soit comme revêtements sous forme de feuilles, soit comme remplissage de cavités. E. 6911, 9 p.

III. — BIBLIOGRAPHIE

Les analyses d'ouvrages mentionnés dans la bibliographie figurent au chapitre I,
sous le numéro indiqué en tête de chaque ouvrage.

OUVRAGES REÇUS

232-29. **Utilisation des forces hydrauliques**. DEGOVE (M.), GENISSIEU (E.). Éd. : Eyrolles, 61, boulevard Saint-Germain, Paris (V^e), (1949), 1 vol. (16,5 × 25 cm), 439 p., fig. — Cet ouvrage est divisé en trois parties consacrées, la première, aux principes de l'aménagement des forces hydrauliques; la seconde, à la description des ouvrages de retenue et la troisième, à la description des ouvrages de dérivation. Dans la première partie sont traités, après un aperçu général de l'utilisation des forces hydrauliques, les procédés d'étude des ressources naturelles, l'installation des usines au fil de l'eau, l'adaptation des ressources naturelles aux besoins, le prix de revient de l'énergie hydraulique et des exemples d'aménagement. Dans la deuxième partie sont étudiés, après des généralités sur les barrages, les barrages massifs en béton, barrages-poids et barrages-voûtes, puis les barrages minces de divers systèmes, les barrages en matériaux non assemblés (enrochements, terres, etc...), les ouvrages accessoires et enfin le réglage de la retenue par des ouvrages fixes (déversoirs) et par des barrages mobiles avec différents types de vannes. La troisième partie examine les ouvrages de prise en rivière, les prises d'eau en réservoir, les canaux d'amenée et chambres de mise en charge, les conduites forcées, les cheminées d'équilibre et accessoires des conduites forcées, l'alimentation des turbines et enfin les méthodes de mesure des débits. E. 6966.

4-29. **Traité de résistance des matériaux à l'usage des élèves d'écoles techniques, des dessinateurs et techniciens**. BOURGEOIS (F.). Éd. : Dunod, 92, rue Bonaparte, Paris (VI^e) (1947), 1 vol. (24,5 × 16 cm), 192 p., nombr. fig. — Dans cet ouvrage destiné à des élèves d'écoles techniques, des dessinateurs et techniciens appartenant à la construction mécanique ou à la construction métallique, on s'attache à introduire des exemples et problèmes guides ainsi que des considérations techniques et pratiques. Après des notions fondamentales sur les déformations, les efforts, l'élasticité, les taux de travail, les coefficients de sécurité, les matériaux, on expose les divers essais applicables

aux matériaux et on donne les résistances des différents matériaux. On étudie ensuite les problèmes de l'extension ou traction simple, de la compression simple, du cisaillement, de la flexion simple, de la torsion simple, du flambement, des sollicitations composées, des systèmes articulés, des maçonneries, du béton armé et des assemblages soudés autogènes. On rappelle, en général sans démonstration, les formules à appliquer et on donne des applications numériques. E. 7087.

147-29. **Chauffage et rafraîchissement combinés des habitations**. BOILEAU (C.). Éd. : Dunod, 92, rue Bonaparte, Paris (VI^e), 2^e éd. (1949), 1 vol. (13,5 × 21,5 cm), 201 p., fig. — Ouvrage contenant un certain nombre de développements nouveaux tels que l'emploi d'eau à + 5° avec convecteurs forcés, la machine à air atmosphérique et le procédé LEBRE, la machine à absorption à acide sulfurique, le conditionnement de l'air par absorption, les réservoirs accumulateurs journaliers installés en dérivation sur un réseau urbain. Par contre, des descriptions de projets abandonnés ont été supprimées pour être remplacées par d'autres de réalisation plus certaine. Enfin, complément de certaines descriptions avec données numériques, il a été introduit dans l'ouvrage des vérifications et des comparaisons chiffrées qui constituent autant d'exercices de calcul dont de nombreux jeunes techniciens du chauffage et de la ventilation apprécieront certainement l'utilité. La première partie de l'ouvrage traite de l'utilisation alternée de la chaleur et du froid, en particulier dans les pays du Proche-Orient et de l'Afrique, avec l'adaptation des procédés préconisés aux températures et aux humidités excessives. La seconde partie de l'ouvrage est consacrée à la production combinée de la chaleur et du froid : pompe de chaleur par machine frigorifique à compresseur, pompe de chaleur par machine frigorifique à absorption ou à résorption, machine frigorifique à vapeur d'eau sous vide par éjecteurs à vapeur vive. Dans la troisième partie sont précisées les dispositions à prendre pour un certain nombre d'adaptations particulières. E. 6825.

119-29. **Mécanique et chaleur**. Éd. : Soc. Techniques de l'Ingénieur, 26, place Dauphine, Paris (I^{er}) (mai 1949), 1 vol.

(25 × 30 cm), 650 p. env., très nombr. fig. — Faisant suite aux deux premiers volumes concernant les généralités théoriques, les généralités pratiques et les matériaux industriels, le présent volume, également édité sous la direction de M. MONTEIL, traite, dans une première série d'articles, de toute la documentation théorique et pratique relative à la chaleur à l'exception des « Matériaux relatifs à la chaleur », qui font l'objet de plusieurs articles parus dans le second volume des « Techniques de l'Ingénieur ». Une seconde série d'articles est réservée aux moteurs, à l'air comprimé, au froid et à la mécanique appliquée. Un premier article traitant de la thermodynamique (M. MONTEIL), est un précis à l'usage des ingénieurs mécaniciens et des ingénieurs frigoristes, il est suivi d'un article réservé à la résistance des matériaux appliquée aux organes de machines (M. KAMMERER), la fumisterie industrielle (MM. DEMOULIN et PROD'HIN) paraîtra incessamment, mais figurent déjà les chaudières et foyers (M. LAMOUCHE), ainsi que l'aménagement des chaufferies (M. LAMOUCHE), puis les gazogènes (M. GAGNAIRE). Vient ensuite une rubrique importante réservée au chauffage central, rédigée sous la direction de M. NISOLLE; elle comprend une étude magistrale faite par MM. GIBLIN et MISSENARD sur le chauffage eau chaude, vapeur, air chaud, puis un article sur le chauffage industriel à eau chaude sous pression (M. DE SAINT-MARTIN) et deux autres, l'un sur la climatisation et conditionnement (M. GOENEGA) et l'autre sur le chauffage discontinu (M. A. NESSI). Suit une série d'articles consacrée aux activités industrielles : la machine à vapeur (M. HUBLER), les turbines à vapeur (M. MONTEIL), les condenseurs pour machines à vapeur (M. REFOUBELET), les moteurs à essence (M. NORROY), les moteurs à gaz (M. ULRICH), les moteurs Diesel (M. MESSIEZ-POCHE), les turbines à gaz (MM. SEDILLE et VILAIN), les turbines hydrauliques (M. MONTEIL), les pompes centrifuges (M. BERGERON), la compression de l'air et des gaz (M. LEFEVRE), l'isolation (M. DAVAL), le froid industriel (M. BILLARDON), les organes de machines et machines-outils (M. DELAMARE). La fin du volume contient une table alphabétique des matières. Tous les articles sont comme dans le premier volume rédigés par des chefs d'industrie, praticiens bien spécialisés, chacun dans son sujet particulier. Il est possible de prendre librement une connaissance plus détaillée de ce volume chez l'éditeur. Avec l'accord des « Techniques de l'Ingénieur » des fascicules spécimens seront envoyés gratuitement à nos adhérents éloignés de Paris qui en feront la demande. E. 6492.

5-29. Problèmes de résistance des matériaux avec leurs solutions. CALLANDREAU (Ed.). Ed. : Albin Michel, 22, rue Huyghens, Paris (1948), 1 vol. (16,5 × 25,5 cm), 512 p., fig. — Ce recueil de 670 problèmes comporte les divisions mêmes du cours professé par l'auteur à l'Ecole Centrale des Arts et Manufactures et chacun de ses chapitres se rapporte au chapitre correspondant de celui-ci. Il débute par un formulaire rappelant les formules du cours qui sont utilisées dans les problèmes. Ceux-ci portent successivement sur les sujets suivants : Moments d'inertie. Ellipses d'inertie. Allongements, raccourcissements, glissements. Théorie mathématique de l'élasticité. Extension et compression simples. Flexion simple. Glissement simple. Cisaillement. Efforts tranchants. Torsion simple. Déformations composées. Polygones dynamiques et funiculaires. Travail des forces dynamiques. Potentiel interne. Effets dynamiques des forces extérieures. Ligne élastique d'une poutre droite. Systèmes articulés. Poutres en treillis. Pièces chargées debout. Flambage. Poutres droites hyperstatiques, continues, encastées. Pièces à ligne moyenne courbe (ou brisée). Arcs et systèmes isostatiques. Pièces à ligne moyenne courbe ou brisée. Arcs et systèmes hyperstatiques. Lignes d'influence, charges mobiles. Pièces hétérogènes. Béton armé. Voûtes en maçonnerie. Poussée des terres. Murs de soutènement. Organes mécaniques en mouvement. Enveloppes. La part des systèmes hyperstatiques est très étendue. E. 7086.

39-29. Traité de mécanique des sols. CAQUOT (A.), KERISEL (J.). Ed. : Gauthier-Villars, 55, Quai des Grands-Augustins, Paris, 2^e éd. (1949), 1 vol. (16,5 × 25 cm), 385 p., nombr. fig. — Cet ouvrage fait suite à « L'Equilibre des massifs à frottement interne », de M. CAQUOT, et comporte des développements et additions, notamment sur les tables de valeurs numériques de butée, de poussée et force portante des fondations. Après un exposé, dans le titre I, de l'étude des propriétés physiques des sols considérés comme complexes solide, liquide et gazeux, traité dans le titre II de l'étude expérimentale des déformations, plus particulièrement dans le domaine plastique. Le titre III est consacré à l'étude des grands glissements et ses quatre chapitres examinent : la loi de COULOMB dans les milieux pulvérulents, les conditions générales d'équilibre des massifs à frottement interne, puis les relations entre les différentes contraintes autour d'un point d'un milieu pulvérulent, pour le cas de l'équilibre

limite en élasticité plane et enfin la détermination de la courbe intrinsèque des sols. Dans le titre IV relatif à la stabilité des ouvrages se trouvent un chapitre exposant les anciennes théories des soutènements et butées, et la théorie générale des auteurs pour les poussées et les butées suivie des tables numériques et abaques de butée, puis des tables et abaques de poussée. Des chapitres sont consacrés à la théorie des fondations, à la force portante des pieux, à la théorie des palplanches, à l'équilibre des souterrains, à la stabilité des pentes et aux calculs des silos. Le titre V et dernier, relatif à la pression des tassements, en étudie les lois générales et leur variation en fonction du temps. E. 6969.

32-29. Symboles des unités de mesure (Aide-mémoire 1949). Sci. Techn., Belg., 1 broch. (105 × 148 mm), 16 p. — Principales unités de mesure scientifiques et techniques. La masse et la force. Systèmes d'unités de mesure. Symboles des unités de mesure. Tableau des préfixes. Écriture des nombres. Tableau des principales unités métriques et de leurs symboles. Grandeurs fondamentales, géométriques, mécaniques. Grandeurs de liaison, thermométriques, électriques et magnétiques, photométriques. E. 7093.

52-29. La brique. BUTTERWORTH (B.). Ed. : Les Études des Composés Siliceux, 64, rue du Prince-Royal, Bruxelles, Belg. (avr. 1949), n° 3 (15 × 22,5 cm), 140 p., fig. — Étude générale de la brique. Après un premier chapitre de généralités sur les briques, leurs dimensions, leurs procédés de fabrication, leur classification et leurs types, on montre comment la science a envahi le domaine de la brique. L'argile est étudiée du point de vue de ses propriétés, de sa formation et de son existence dans les diverses couches géologiques. Un chapitre traite du comportement de l'argile pendant la cuisson, de l'action du combustible sur les briques et de l'importance d'une bonne cuisson. Après des considérations sur la variabilité des qualités qui se traduit par la dispersion dans les essais, on examine les propriétés physiques et chimiques des briques et on commente l'importance de la résistance mécanique. Un chapitre étudie longuement la question de la porosité et de la perméabilité, et un autre la résistance au gel. Sont examinées ensuite les autres propriétés physiques : variations de dimensions dues à l'humidité, dureté, dilatation thermique, conductibilité thermique. Un chapitre est consacré aux sels qui se produisent dans les briques, aux efflorescences et aux dommages causés par les sels. Sont ensuite étudiées les actions chimiques de l'eau. On examine ensuite les possibilités de spécification des briques. L'avant-dernier chapitre étudie la brique associée au mortier, c'est-à-dire la tenue des constructions et enfin le problème de l'avenir de la brique. E. 7054.

207-29. Comment je construirai ma maison. GILLES (J.). Ed. Inst. Nat. : Promotion Habitation, 34, rue du Fossé-aux-Loups, Bruxelles, Belg. (1949), 1 vol. (14 × 21 cm), 59 p., fig. — Étude concrète, sous forme de questionnaire, établie dans le but de faciliter aux Belges qui veulent accéder à la propriété immobilière, les démarches qu'ils auront à entreprendre pour obtenir des avances et des prêts des organismes officiellement habilités pour cela. Dans cette étude, qui ne peut intéresser que les lecteurs belges, on trouve des indications très précises sur les moyens à employer pour dresser un budget à l'aide des primes d'État, ainsi que grâce aux prêts accordés par : les Caisses d'Épargne, la Société Nationale (belge) de la Propriété Terrienne, le Fonds du Logement de la Ligue des Familles nombreuses de Belgique, etc...; des exemples concrets facilitent la lecture de cette étude et lui donnent son caractère pratique. E. 6904.

20-29. Flambage des poutres triangulées et des charpentes rigides (Buckling of trusses and rigid frames). WINTER (G.), HSU (P. T.), KOO (B.), LOH (M. H.); Cornell Univ., Engng Exp r. Stat, Ithaca, N. York, U. S. A. (avr. 1948), n° 36 (15 × 24 cm), 63 p., fig., 18 réf. bibl. — Équations générales des pièces de charpentes encastées soumises à une force axiale; équations de fléchissement pour les pièces inclinées; calcul des pièces par la méthode de répartition des moments. Charges critiques et longueurs effectives des piliers encastés élastiquement. Encastements élastiques et stabilité des poutres triangulées et des charpentes. Moment maximum et contraintes dans les pièces soumises à la compression axiale. Exemples numériques. E. 6745.

6-29. Théorie des constructions (Theory of structures). MORLEY (A.). Ed. : Longmans, Green et C^o, Ltd, 39 Bedford Square, Londres, W. C. 1, G. B., 5^e éd. (nov. 1948), 1 vol. (14,5 × 22,5 cm), 617 p., nombr. fig. — Nouvelle édition d'un ouvrage classique paru en 1912, présentant un exposé de la théorie des constructions au point de vue de la résistance de la rigidité et de la stabilité, faisant largement appel aux notions de statique et de propriétés élastiques des matériaux, mais sous une forme simplifiée, illustrée par de nombreux exemples. L'ouvrage a été

mis à jour, notamment en ce qui concerne le calcul des lignes d'influence (cas des charges mobiles). Le calcul des efforts tranchants et des moments fléchissants fait l'objet de nouveaux développements. Le diagramme de WILLIOTT-MOHR pour les déplacements des joints d'une ossature par rapport à certains points et dans certaines directions; les méthodes utilisant l'énergie élastique de déformation (en particulier pour le cisaillement) et leur application au cas des poutres hyperstatiques; un exposé sur les constructions en béton armé; de nombreux diagrammes plans et tableaux complètent le traité. E. 5816.

115-29. **La plomberie** (Plumbing). BLAKE (E. G.). Éd. : Techn. Press Ltd., Late of Ave Maria Lane, Ludgate Hill, Gloucester Road, Kingston Hill, Surrey, G.-B. (1948), 1 vol. (22,5 × 14 cm), 336 p., nombr. fig. — Traité didactique détaillé de tout ce qui concerne le domaine de plomberie zingueur : gouttières, tuyaux de descente, roquets, solins et roues, terrasses et toits en plomb et en zinc, vasistas, faitière, tuyaux de drainage et d'égouts, cabinets et chasses d'eau, urinoirs, bains et chauffebains, lavabos, éviers, buanderies, distribution d'eau chaude, évacuation des résidus, ventilation, essai des tuyaux de vidange, poches d'air, siphons, pompes, béliers hydraulique, caillebotis de chéneaux, radiateurs à gaz. E. 6906.

93-29. **Les principes et la pratique du béton précontraint** (Principles and practice of prestressed concrete). ABELES (P. W.). Éd. : Crosby Lockwood and Son, Ltd., 39, Thurlow Street, Londres, S. W. 7 (1949), 1 vol. (19 × 25 cm), 109 p., nombr. fig., 64 réf. bibl. — Manuel pour l'étude du béton précontraint, conduisant en douze chapitres, de l'idée générale de la précontrainte jusqu'à l'application pratique et la description de certains ouvrages exécutés. Procédés utilisés pour donner une précontrainte au béton armé ordinaire. Calcul des efforts et de la rupture pour une poutre en béton précontraint. Efforts limites. Exemples comparatifs pour pré-tension et post-tension du béton. Exposé de la méthode de FREYSSINET. Résultats d'une série d'essais de rupture. Tableaux et abaques. Tableau comparatif des économies des dépenses pour ouvrages en béton armé et béton précontraint. Exemples de constructions effectuées en Belgique. E. 6791.

41-29. **Code des lois relatives aux travaux publics** (Codice delle leggi sui lavori pubblici). VARANESE (A.). Éd. : A. Giuffrè, Milan, Ital. (1949), 1 vol. (12,5 × 17 cm), 1 817 p. — Recueil des lois, décrets royaux, législatifs ou autres, règlements et autres textes officiels, classés par sections (à la fin de chaque section, se trouve en outre une liste abondante d'autres documents qui n'ont pu être insérés intégralement). Les sections sont : Partie générale : administration des travaux publics. Travaux publics en général (matériaux de construction); Génie militaire (impôts sur plus-values). Contrats de travaux publics; révision des prix. Expropriations. Partie spéciale : routes et voies ferrées. Installations hydrauliques et électriques. Travaux maritimes. Édilité publique, édilité subventionnée. Urbanisme et travaux relatifs à l'hygiène. Calamités publiques (secours, réparations, etc...). Fertilisation de terrains incultes. A la fin de l'ouvrage, trois index détaillés : analytique (alphabétique), chronologique et systématique. E. 6907.

182-29. **Matériel des travaux publics et organisation du chantier** (Baumaschinen und Baubetrieb). GARBÖTZ (G.). Éd. : Carl Hanser, Leonard Eckstrasse, Munich 27, All. (1948), 1 vol. (13,5 × 20,5 cm), 266 p., nombr. fig. — Manuel sur l'organisation, l'installation et l'entretien des chantiers importants de travaux publics comprenant cinq chapitres : 1° L'homme et la machine sur le chantier (sécurité sociale et accidents, préparation du chantier, choix du matériel, rendements, comptabilité, salaires); 2° Matériel pour les travaux de terrassement (dragues, scrapers, locos, rouleaux, dames, sauterelles, matériel spécial pour travaux hydrauliques); 3° Concassage, transport, stockage et emploi des matériaux (concasseurs, bétonnières, élévateurs, grues, vibrateurs; manutention, stockage, dosage); 4° Matériel pour travaux de tunnel (perforateurs, compresseurs, chargement; transport, matériel spécial pour la ventilation et le boitage); 5° Matériel pour travaux hydrauliques (perforateurs, pompes, tuyaux, caissons, scaphandres). Les suggestions et règles pratiques sont basées sur les résultats de recherches de longue haleine sur le rendement et l'organisation des chantiers de travaux publics. E. 6692.

21-29. **Contribution à l'étude du voilement des tôles raidies**. DUBAS (Ch.). *Publ. Inst. Statique Appliquée Ecole Polytechn. Féd. Zurich* (1948), n° 23 (15,5 × 22,5 cm), 152 p., nombr. fig., 72 réf. bibl. Éd. : Leeman Frères et Cie, Stockerstrasse 64, Zurich. — Du point de vue économique il y a intérêt pour le praticien de connaître dans quelles conditions il est possible

d'éviter les phénomènes d'instabilité dans les poutres à âme pleine. Dans ce but, on propose une méthode de calcul des tôles au voilement facilement accessible au praticien et on indique une méthode rationnelle pour raidir l'âme des poutres de grande hauteur. Après avoir établi une relation entre les charges transversales et les flèches d'une plaque mince, on en cherche la signification au moyen de la statique et on donne une méthode pour résoudre le problème général de la plaque fléchie au moyen des poutres de remplacement entre-croisées. Suit l'étude des charges transversales dues à la flexion des tôles munies de raidisseurs et sollicitées par des efforts de bout et le calcul des efforts critiques de ces tôles par la méthode d'ENGESSER-VIANELLO, puis la détermination des positions rationnelles des raidisseurs dans les poutres soumises à la compression simple et à la flexion simple. Considérations sur des procédés pratiques applicables aux poutres pleines de grande hauteur sur le contrôle des résultats par la méthode énergétique et sur la méthode de MARCUS et une méthode directe de résolution des problèmes de voilement. En appendice : figures de voilement des tôles non raidies et des tôles raidies rationnellement. E. 6824.

68-29. **La construction sur les terrains miniers** (Bauten im Bergsenkungsgebiet). WEDLER (D. B.), LUETKENS (V.). Éd. : Max Lipfert, Berlin W 8, All. (1948), vol. (15 × 21,15 cm), 100 p., nombr. fig. — Étude de la construction des bâtiments à la surface de mines en exploitation, alors que le terrain est sujet à des affaissements toujours possibles et en tout cas à des tassements. Détermination des forces de flexion, de l'inclinaison, des forces de traction et de pression. Répartition en trois classes des dommages causés par l'exploitation des mines; problèmes à résoudre dans chaque classe pour les murs, piliers, canalisations, fenêtres, fermes pour hangars, etc... Solutions proposées, soit pour augmenter l'assise et la stabilité, soit pour donner une plus grande élasticité aux bâtiments. Sur des exemples illustrés de tableaux et de schémas, sont présentées des solutions convenant à des cas particuliers. Considérations sur le choix des matériaux. Bibliographie. E. 6821.

134-29. **La protection contre la chaleur et l'humidité dans le bâtiment** (Wärmeschutz und Feuchtigkeitsschutz im Hochbau). SAUTTER (L.). Éd. : Max Lipfert, Berlin W 8 (1948), 1 vol. (21 × 15 cm), 279 p., nombr. fig., 193 réf. bibl. — Notions générales et importance de l'isolement contre le froid et l'humidité. Définition des différentes constantes et tableaux de leurs valeurs. Calcul des déperditions de chaleur par conductibilité, rayonnement et évaporation. Formation de l'eau de condensation. L'humidité dans les murs en briques creuses. Passage de l'air à travers les toitures, les murs et les ouvertures (portes et fenêtres). Valeurs pour différents matériaux, épaisseurs, surfaces, etc... Tableaux comparatifs. Influence du climat (soleil, vent, neige, pluie, humidité et température de l'atmosphère). Chaleur et humidité dégagées par l'homme et par les animaux domestiques. Normes pour l'exécution de l'isolement contre la chaleur et l'humidité (terrain, eau des fondations, murs extérieurs et intérieurs, portes extérieures, plafonds, toitures, etc...). Huit exemples pour le calcul pratique des épaisseurs de l'isolation (maçonnerie, bois, briques creuses, plancher sur cave non chauffée, toiture en béton-ponce, toiture en béton, chaleur absorbée par un frigidaire). Étude très complète et minutieuse, permettant les calculs d'isolation pour une multitude de formes d'exécution. E. 6820.

198-29. **Accidents de construction** (Bauschäden ihre Ursache und Verhütung). CHARISIUS (K.). Éd. : Max Lipfert, Berlin W 8 (1949), 1 vol. (20,5 × 14,5 cm), 168 p., nombr. fig. — Étude consacrée aux accidents, vices et dommages provoqués dans les constructions par différentes causes. Accidents provoqués par les briques et tuiles, mortiers et crépis, le béton, le scyllolite, les carrelages muraux, les dallages. Pour chacun, les dommages peuvent être dus au choix des matériaux entrant dans leur fabrication, à leur proportion, à des défauts de mise en place ou d'assemblage, à des causes extérieures comme le gel ou l'action de l'eau. Étude des moyens de prévention contre de tels accidents : construction soignée et rationnelle, emploi de matériaux appropriés aux différents cas et aux problèmes qui peuvent se poser et leur traitement adéquat, enfin protection contre l'action mécanique ou chimique des éléments extérieurs. De nombreuses photographies illustrent l'ouvrage. E. 6823.

205-29. **Toitures en bois** (Holzerne Hausdächer). TRYNA, HALASZ, SCHULTZ (A.). Éd. : Max Lipfert, Berlin W 8, All. (1949), 1 vol. (15 × 21 cm), 168 p., nombr. fig. — Étude historique sur les toitures en bois en Allemagne. On peut distinguer quatre types de toits différents pour des constructions de 7,25 m; 9,38 m, 12,5 m, 15,5 m de large. Pour chaque type sont étudiées deux inclinaisons de toit : 35° et 50°. Pour chacune de ces catégories,

plusieurs possibilités sont également envisagées et des tableaux indiquent pour chacune la consommation de bois (en m³), d'acier (en kg) et le nombre d'heures de travail par m². Après une synthèse concernant l'utilisation du bois et de l'acier, un chapitre est consacré aux mesures concernant la sécurité : poids, action du vent. Bibliographie sur les toitures en bois de 1934 à 1942 en Allemagne. Les détails de construction et l'assemblage sont précisés par un grand nombre de schémas cotés, de plans et de formules. E. 6822.

8-29. Le calcul statique des constructions en vue de la pratique (Baustatik für die Praxis). HARTMANN (M.). Éd. : Manu, Schätzerstrasse 17, Augsburg, All. (avr. 1948), 1 vol. (21,5 × 15 cm), 405 p., nombr. fig. — Cours de statique dans lequel sont résolus de nombreux exemples pratiques. Explication sommaire des formules. Règles pratiques, tableaux de constantes, coefficients, poids, contraintes et autres valeurs nécessaires aux calculs. L'ouvrage embrasse tout le domaine de la statique ordinaire : traction, compression, cisaillement, flambage, flexion, poussée des terres, poutres à treillis, béton armé (piliers, poutres, plaques, plafonds). Extraits et commentaires des normes allemandes. E. 6693.

7-29. Pression et contrainte (Drang und Zwang). FOPPL (L.). Éd. : Leibniz, Lossbeckstrasse 2 B, Munich 2, All. (1947), 1 vol. (16 × 23,5 cm), 192 p., fig. — Traité théorique d'élasticité bi-dimensionnelle, présentant une étude fouillée des sujets suivants : I. Problème général, lois de Hook et de Poisson, fonction d'Airy (coordonnées cartésiennes et coordonnées polaires). II. Équilibre du demi-plan indéfini et du coin sous l'action d'une force concentrée en un point situé sur le contour. III. Équilibre du demi-plan indéfini et du coin sous l'action de forces uniformément réparties sur le contour. IV. Applications de l'inversion. V. Équilibre statique du plan indéfini. VI. Équilibre élastique du plan en coordonnées curvilignes. VII. Anneaux ouverts et fermés. VIII. Tensions résultant du poids propre, des forces centrifuges et de la dilatation. IX. Écarts par rapport à l'isotropie et à la loi de Hooke. E. 5429.

250-29. Recherches concernant la résistance à l'usure des revêtements en béton et procédés pour éviter la formation de poussières (Undersökning rörande betongbeläggningar med avseende på motsandsförmåga mot avnötning samt åtgärder till förhindrande av dammbildning). WASTLUND (G.).; Svenska Forskningsinst. Cement Betong Kungl. Tekn. Högskolan Stockholm, Suède (1944), n° 1 (17,5 × 25 cm), 10 p., 5 fig. — Sur une plateforme circulaire, revêtue de béton à essayer, roulent des roues à jantes métalliques chargées d'un poids de 400 kg et entraînées par un bras de levier autour de l'axe de la plateforme; les axes des roues forment un angle de 4° avec la normale à la direction du mouvement, afin de combiner le roulement et le glissement. Comparaison de quatorze types de revêtements. L'usure en millimètres en fonction du nombre de révolutions des équipages de roues varie de 0,28 à 1,8 mm. Conseils déduits de ces essais pour la préparation et l'exécution du revêtement. E. 5900.

81-29. Détermination de la résistance du béton à l'aide d'épreuves de choc et de perforation (Hallfasthetsbestämning hos betong medelst slagoch borrhprov.). FORSLIND (E.).; Svenska Forskningsinst. Cement Betong Kungl. Tekn. Högskolan Stockholm, Suède (1944), n° 2 (17,5 × 25 cm), 20 p., nombr. fig. — Les relations entre la résistance du béton dans un bâtiment achevé et celle d'un échantillon prélevé au cours de la construction sont mal connues. Critique des essais de CREBS et MILL, de DUTRON, de SKRAMTAJEV. Détermination du module d'élasticité du béton par mise en résonance d'éléments de poutres sous l'action de chocs répétés. Graphique indiquant une relation linéaire entre le module d'élasticité et la résistance à la flexion. Essais au mouton; essais de perforation. Relations entre le module d'élasticité et la vitesse de perforation. E. 5901.

73-29. Ciment et béton (Cement en beton). SCHARROO (P. W.). Éd. : L. J. Veen's Uitgeversmaatschappij N. V., Amsterdam (déc. 1946), 1 vol. (25 × 16 cm), 306 p., nombr. fig. — Étude historique de l'utilisation du ciment et du béton dans la construction, depuis l'époque romaine, et la civilisation maya. Applications du mortier, du Moyen Age jusqu'à la découverte du ciment de Portland par Joseph ASPDIN en 1824 et aux travaux de I. C. JOHNSON qui lui ont donné sa forme actuelle (1844). De nombreuses gravures représentent le matériel de l'époque. Recherches de MONIER (premier brevet de ciment armé, 1867) et de HYATT (1887). Recherches scientifiques depuis cette date dans le domaine du béton armé. Divers types de ciments : ciment électrique, ciment blanc, trass, ciment bitumineux. Technique moderne du béton, ses principaux domaines actuels d'application. E. 6377.

OUVRAGES SIGNALÉS

Memento de poche et clé universelle de conversion des unités électriques et mécaniques « Giorgi (M. K. S. A.) ». DENIS-PAPIN (M.), KAUFMANN (A.). Éd. : Desforges, 29, Quai des Grands-Augustins, Paris (VI^e), 1 broch. (10,5 × 15,5 cm), 48 p.

Cours de calcul opérationnel. DENIS-PAPIN (M.), KAUFMANN (A.). Éd. : Éditions Sci. Techn. Albin Michel, 22, rue Huyghens, Paris (XIV^e), 1 vol. in-8° raisin, 256 p., nombr. fig.

Catalogue d'architecture (Sweet's File Architectural). Edr Sweet's Catalog Service, 119 West 40th Street, New York 18, New York, U. S. A., 6 vol.

Catalogue de génie civil (Sweet's File Engineering). Edr Sweet's Catalog Service, 119 West 40th Street, New York 18, New York, U. S. A., 2 vol.

Catalogue pour les constructeurs (Sweet's File for Builders). Edr Sweet's Catalog Service, 119 West 40th Street, New York 18, New York, U. S. A., 1 vol.

ANNALES DE L'INSTITUT TECHNIQUE DU BATIMENT ET DES TRAVAUX PUBLICS

28, BOULEVARD RASPAIL, PARIS-VII^e

SOLS ET FONDATIONS

Nouvelle série.

INSTITUT TECHNIQUE DU BATIMENT ET DES TRAVAUX PUBLICS

SESSION 1949-50

PREMIÈRE SÉRIE DE CONFÉRENCES DU CENTRE D'ÉTUDES SUPÉRIEURES ET DE DOCUMENTATION TECHNIQUE
100, rue du Cherche-Midi, Paris-VII^e

8-9-10 NOVEMBRE 1949

COMMÉMORATION DU CENTENAIRE DE L'INVENTION DU CIMENT ARMÉ

Le programme détaillé a été publié dans le numéro d'octobre des « Annales ».

MARDI 15 et MARDI 22 NOVEMBRE 1949, à 17 h 30

Sous la Présidence de **M. FROT**, Président de la Fédération Nationale des Travaux Publics.

TECHNIQUE DE LA CONSTRUCTION DES BARRAGES EN TERRE AUX U.S.A. EMPLOI DU MATÉRIEL DE TERRASSEMENT AUX U.S.A.

par **M. Robert PAGNI**, Ingénieur Civil de l'École Nationale des Ponts et Chaussées,
Ingénieur de la Fédération Nationale des Travaux Publics.

MARDI 29 NOVEMBRE 1949, à 17 h 30

Sous la Présidence de **M. SAVEY**, Président de la Chambre Syndicale des Entrepreneurs
de Constructions Métalliques de France.

COMMENTAIRES SUR LE MANUEL DE LA CONSTRUCTION MÉTALLIQUE

par **M. VALLETTE**, Ingénieur E. N. P. C., Ingénieur Principal Honoraire de la S. N. C. F.

MARDI 6 DÉCEMBRE 1949, à 17 h 30

Sous la Présidence de **M. GRELOT**, Directeur de l'École Nationale des Ponts et Chaussées.

SUGGESTIONS RELATIVES A QUELQUES PROBLÈMES DE RÉSISTANCE DES CONSTRUCTIONS

par **M. Robert LÉVI**, Directeur du Service Technique des Installations Fixes de la S. N. C. F.

MARDI 13 DÉCEMBRE 1949, à 17 h 30

Sous la Présidence de **M. L'HERMITE**, Directeur des Laboratoires du Bâtiment et des Travaux Publics.

NOUVELLES RECHERCHES EXPÉRIMENTALES SUR LA PLASTICITÉ DES ÉLÉMENTS DE CONSTRUCTION MÉTALLIQUE

par **M. DAWANCE**, Chef du Service Recherches Métaux des Laboratoires du Bâtiment et des Travaux Publics.

VENDREDI 23 DÉCEMBRE 1949, à 17 h 30

SYSTÈMES PRÉDÉFORMÉS SOUS CONTRAINTES PRÉALABLES. — UTILISATION DE FILS A HAUTE LIMITE ÉLASTIQUE DANS LA CONSTRUCTION. — FORMES PARTICULIÈRES DE POUTRES

par **M. VALLETTE**, Ingénieur E. N. P. C., Ingénieur Principal Honoraire de la S. N. C. F.

Des visites de chantier seront également organisées. Les adhérents recevront en temps utile toutes indications sur la date et le lieu de ces visites.